

o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Lehrstuhl für Massivbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT
BRAUNSCHWEIG

UNTERSUCHUNG DER MÖGLICHKEITEN DES EINSATZES
DER VORSPANNUNG OHNE VERBUND

Schlußbericht erstellt von
Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, September 1983

Förderung der wissenschaftlichen Forschung
aus Mitteln des Zahlenlottos
Az.: II/13a-41.6 (41/77)

Postsendungen:
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d

Erfüllungsort und Gerichtstand Braunschweig

Fernsprecher:
391 5411
Ortskennzahl 0531
Kommt keine Verbindung zustande
bitte 391 5431 wählen

Besuchszeiten:
Montag bis Freitag 9 - 18 Uhr

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	<u>Seite</u>
1. Überblick	1
2. Bemessungs- und Entwurfsregeln für Vorspannung mit und ohne Verbund	7
2.1 Korrosionsschutz	7
2.2 Mindestbewehrung an Betonstahl	9
2.3 Spannstahl-Spannungen	9
2.4 Beschränkung der Rißbreiten	10
2.5 Bruchsicherheitsnachweis	10
3. Zur Zeit gültige Zulassungen für Vorspannung ohne Verbund	11
4. Bauteilabhängige konstruktive Besonderheiten	13
4.1 Nachweis unter rechnerischer Bruchlast	15
4.1.1 Sicherheitskonzept	15
4.1.2 Schubtragfähigkeit	17
4.1.3 Spanngliedkraft im rechne- rischen Bruchzustand	21
4.2 Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten	27
5. Vergleichende Untersuchungen	36
5.1 Massige Bauteile	38
5.2 Silobauwerke	55
5.3 Startbahnen und Flugpisten	59
5.4 Fahrbahnplatten von Brücken- überbauten	62
5.5 Flachdecken	66
6. Zusammenfassung	73
LITERATURVERZEICHNIS	81

UNTERSUCHUNG DER MÖGLICHKEITEN DES EINSATZES DER VORSPANNUNG OHNE VERBUND

von

Karl KORDINA

TU Braunschweig

1. Überblick

Die Bauart "Vorspannung ohne Verbund" ist dadurch gekennzeichnet, daß die Spannglieder gegenüber dem Betonteil als längsverschieblich geführt zu betrachten sind, ihren Abstand gegenüber der Schwerachse des Bauteils jedoch nicht verändern können; sie müssen somit Durchbiegungen des Betonbauteils folgen - zum Unterschied etwa zum Bogen mit freigeführtem Zugband. Die unter Beanspruchung auftretenden Querschnittsverformungen des Betonteils (Krümmungen, Randdehnungen etc.) teilen sich unmittelbar nur der Betonstahl-Längsbewehrung mit, während der Spannungszuwachs im verbundlos geführten Spannglied nur der Summe der Betonverformungen in der Faser des betreffenden Spanngliedes entspricht und im Regelfall im höchstbeanspruchten Querschnitt kleiner bleibt als in einem vergleichbaren Bauteil mit Vorspannung mit Verbund. Der Spannstahl-Spannungszuwachs vom sog. Spannbettzustand bis zum Biegebruch bleibt bei Vorspannung ohne Verbund kleiner als bei einem mit Verbund gespannten Bauteil mit gleichgroßen Biegeverformungen; hieraus kann bei Vorspannung ohne Verbund ein vermehrter Aufwand an Spannstahl und/oder an Betonstahl resultieren.

Um die Spannungszunahme im Spannglied bis zum Bruch exakt zu bestimmen, ist eine aufwendige Integration der nicht-linearen Betonverformun-

gen in der Faser des Spanngliedes erforderlich, die allerdings in den meisten Anwendungsfällen durch Näherungen ersetzt wird. Auch die Spannungsverluste aus Kriechen und Schwinden wären streng genommen durch eine Integration der zeitabhängig eintretenden Betonverformungsänderungen über die gesamte Spanngliedlänge zu erfassen.

Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund zeigen unter Last wegen der geringeren Spannungszuwächse im Spannglied größere Durchbiegungen als Vergleichsbauteile mit Vorspannung mit Verbund; die geringere Spanngliedkraft wird durch eine Vergrößerung des Hebelarmes der inneren Kräfte ausgeglichen, was zu einer Verkleinerung der Biegedruckzonenhöhe führt und bei balkenartigen Bauteilen die Gefahr eines verfrühten Biegedruckbruches erkennbar werden läßt. Entsprechende Zusatznachweise sind daher in so gelagerten Fällen zu erbringen.

Das Fehlen eines schubfesten Verbundes zwischen Spannstahl und Beton erlaubt nicht, die Spannglieder auf den zur Erzielung geringer Rißbreiten erforderlichen Bewehrungsquerschnitt auszurechnen und fordert besondere Überlegungen zur Aufnahme der Querkräfte, weil für das sog. Fachwerkmodell die Spannglieder nicht als Gurte angerechnet werden können: Schiefe Druckstrebenkräfte können in den Spanngliedern mangels Schubverbund keine Differenzkräfte wecken. Die Spannglieder können nur im Rahmen eines Bogenzugband-Modells zur Querkraftaufnahme herangezogen werden, das einem Fachwerkmodell mit Betonstahlgurten gegebenenfalls zu überlagern ist.

Bereits in dieser summarischen Betrachtung zeigen sich Nachteile und Erschwernisse der Bauart "Vorspannung ohne Verbund" gegenüber "Vorspannung mit Verbund", denen jedoch auch gewichtige Vorteile gegenüberstehen:

Die Spannglieder werden bei Vorspannung ohne Verbund in widerstandsfähigen Hüllrohren aus Kunststoff, meist Polyäthylen, geführt, die mit einem fettartigen Dauer-Korrosionsschutz ausgepreßt sind. Bestehen die Spannglieder aus Litzen (derzeit die Regel), können sie in gerolltem Zustand einfach und billig transportiert werden. Das Ablängen der Spannglieder kann auch auf der Baustelle erfolgen, besondere Vorsichtsmaßnahmen bei Lagerung vor und nach dem Einbau bzw. vor dem Spannen sind aus Korrosionsschutzgründen überflüssig, der heikle und unsichere Vorgang des Verpressens der Hüllrohre mit Einpreßmörtel bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund entfällt, selbst örtliche Verdichtungsmängel des Bauwerksbetons führen zu keiner Gefährdung der Dauerhaftigkeit der Spannglieder, - ebensowenig ein Chlorid-(Tausalz) Angriff auf den umhüllenden Bauwerksbeton. Wegen ihres Dauerkorrosionsschutzes dürfen die Spannglieder mit geringerer Betonüberdeckung eingebaut werden als bei den Spannarten mit Verbund, das Kreuzen von Fugen (Segmentbauart) oder von Rissen bei teilweiser Vorspannung ist z. B. im Brückenbau ohne Zusatz-Schutzmaßnahmen möglich, das Verlegen der Spannglieder ist einfacher (weniger Unterstützungen je Längeneinheit), Reibungsverluste ergeben sich beträchtlich niedriger, was bei stark gekrümmten Spanngliedern (Behälterbau!) zu erheblichen Vorteilen führen kann,

und schließlich ist sogar ein Nachspannen oder Auswechseln der Spannglieder auch nach langer Gebrauchsdauer unschwer möglich; die letztgenannten Möglichkeiten bieten u.a. bei Spannbeton-Reaktordruckbehältern (Containments) eine wichtige Voraussetzung für die Wiederherstellung der vollen Gebrauchstauglichkeit. Die vergleichsweise geringeren Spannungszunahmen im Spannglied unter Verkehrslast vermindern die Ermüdungsgefahr, was die Anwendung dieser Bauart beispielsweise im Brücken- und Kranbau vorteilhaft erscheinen läßt und darüber hinaus eine Höhersetzung der zulässigen Stahlspannung im Gebrauchszustand erlaubt.

Die summarische Aufzählung der Vorteile der Bauart "Vorspannung ohne Verbund" zeigt, daß es sich im wesentlichen um anwendungsbezogene, bauartspezifische Eigenarten handelt; die Frage, ob und inwieweit diese Vorteile die eingangs skizzierten, aus dem Tragverhalten resultierenden Nachteile überwiegen, hängt u.a. von der Art der gestellten Bauaufgabe ab und von der Geschicklichkeit des Konstrukteurs, die Vorteile der Bauart zur Geltung zu bringen; auch die Relation zwischen Lohn- und Materialkosten spielt hier naturgemäß eine wesentliche Rolle.

Der Umstand, daß ein Teil der Vorteile der Bauart "Vorspannung ohne Verbund" erst im Laufe der Entwicklung und Ausbreitung der Spannbetonbauweise erkannt wurde, - nicht zuletzt erst im Zusammenhang mit den Erfahrungen zur Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit vorgespannter Bauteile mit Verbund - mag erklären, daß Vorspannung ohne Verbund in Deutschland erst in den letzten Jahren zunehmend eingesetzt wird.

Auch ist erst kürzlich eine entsprechende Bemessungsnorm verabschiedet worden /1/. Im Ausland, insbesondere in den USA, wird Vorspannung ohne Verbund schon seit Jahrzehnten insbesondere für Flachdecken eingesetzt. Hierbei hat wohl der Zwang zur Einsparung von Lohnkosten entscheidend mitgewirkt.

In Deutschland wurden schon sehr früh (1953) erste Schritte zu einer wissenschaftlichen Aufbereitung der Bemessungsgrundlagen getan /2, 3/, denen aber keine Umsetzung in die praktische Anwendung folgte. Demgegenüber liegen zahlreiche ausländische Veröffentlichungen vor, die praxisgerechte, vereinfachte Bemessungsverfahren anbieten und wichtige konstruktive Hinweise geben (siehe z.B./4/-/12/). In Deutschland und der Schweiz setzt etwa mit 1977 wieder eine intensive Bearbeitung des Themas "Vorspannung ohne Verbund" ein (siehe z.B./13/-/31/). Diese Entwicklung ist eigentlich erstaunlich, weil es nicht an gelegentlichen Hinweisen gefehlt hat, diese Bauart doch nicht ganz zu vernachlässigen und darüber hinaus die überwiegend angewendete Bauart "Vorspannung mit nachträglichem Verbund" im Bauzustand stets vorübergehend ohne Verbund die Lasten abtragen muß, was eigentlich zu einer genaueren Untersuchung der dabei auftretenden Beanspruchungszustände hätte Anlaß geben müssen. Da diese Bauart betreffende Bemessungs-Richtlinie DIN 4227, Teil 1 /32/ enthält jedoch Näherungsansätze für einen Biege-Bruchsicherheitsnachweis, der für diesen vorübergehenden Beanspruchungszustand "ohne Verbund" als ausreichend angesehen wurde - nicht ganz zu Recht, weil vereinzelt Schadensfälle auftraten.

Nachfolgend wird versucht, an einzelnen Anwendungsfällen die Vor- und Nachteile der "Vorspannung ohne Verbund" vor allem auch in wirtschaftlicher Hinsicht zu erläutern.

2. Bemessungs- und Entwurfsregeln für Vorspannung mit und ohne Verbund

DIN 4227 Teil 1 /32/ regelt die Bemessung von Spannbetonbauteilen mit Verbund, Teil 6 /1/ hingegen die Bemessung von Spannbetonbauteilen ohne Verbund. Der Gliederung von DIN 4227 folgend werden einige wesentliche Unterschiede zwischen Teil 1 und Teil 6 der Norm vergleichend erläutert:

2.1 Korrosionsschutz

Da der Korrosionsschutz der Spannglieder bei Vorspannung ohne Verbund nicht vom umhüllenden Beton abhängt, wurde der Mindestwert der Betondeckung in Teil 6 auf 2 cm - gegenüber 3 cm gem. Teil 1 - herabgesetzt. Dies ist wirtschaftlich dort bedeutungsvoll, wo von vornherein nur geringe Spanngliedausmitten möglich sind, also beispielsweise bei Flachdecken. Außerdem dürfen im Gegensatz zu Vorspannung mit Verbund die Spannglieder in Gruppen bis zu vier Gliedern zusammengefaßt werden, was zu erheblichen Erleichterungen beim Verlegen führt und weniger Unterstützungen erfordert. Ein Beispiel wird in /29/ beschrieben; Bild 1 zeigt Ausführungsbeispiele, Bild 2 den Aufbau eines Litzenspanngliedes.

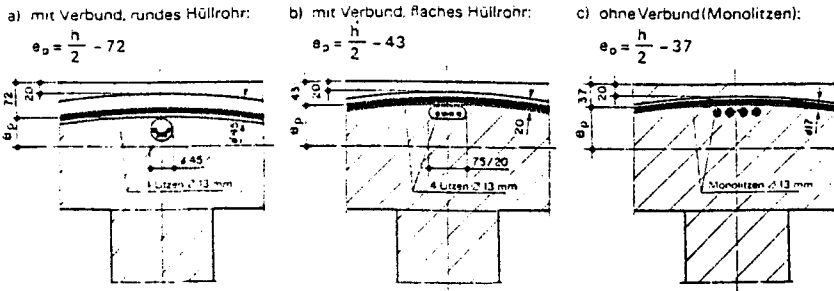


Bild 1: Erzielbare Ausmitten bei verschiedenen Spanngliedarten /37/

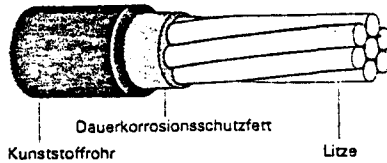


Bild 2a: Aufbau einer kunststoffummantelten, gefetteten Litze (Monolitze) /37/

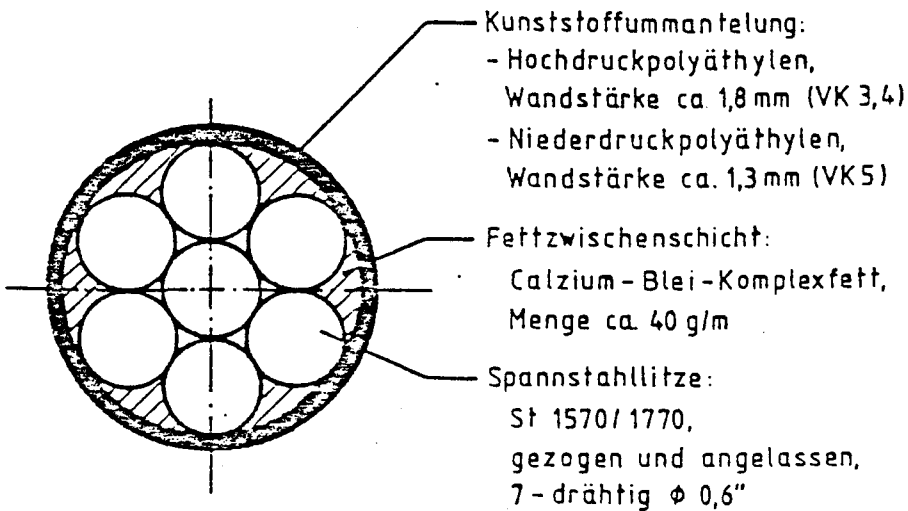


Bild 2b: Querschnitt Litzenspannglied /36/

2.2 Mindestbewehrung an Betonstahl

Von Brücken und vergleichbaren Bauwerken abgesehen, stellt Teil 6 im allgemeinen geringere Anforderungen an die Mindestbewehrung aus Betonstahl als Teil 1.

2.3 Spannstahl-Spannungen

Für den Nachweis im Gebrauchszustand wurden bei Vorspannung ohne Verbund die zulässigen Spannstahlspannungen gegenüber Teil 1 erhöht; sie betragen $0,80 \beta_s$ bzw. $0,70 \beta_z$ (der jeweils kleinere Wert ist maßgebend) im Gegensatz zu $0,75 \beta_s$ bzw. $0,55 \beta_z$ bei Vorspannung mit Verbund. In Fällen, in denen die Stahlspannungen unter Gebrauchslasten maßgebend sind, bedeutet dies einen wirtschaftlichen Vorteil für die Vorspannung ohne Verbund. Die Begründung für diese Spannungserhöhung in Teil 6 ist in dem vergleichsweise geringeren Spannungsanstieg bei Annäherung an die Bruchlast zu sehen.

2.4 Beschränkung der Rißbreiten

Der Nachweis des einwandfreien Verhaltens unter Gebrauchslast wird ersetzt; hierzu wird in DIN 4227 Teil 6 gegenwärtig noch eine andere Schnittgrößenkombination eingeführt als nach Teil 1; in absehbarer Zukunft wird der - ältere - Teil auf die in Teil 6 bereits enthaltenen moderneren Grundlagen umgestellt werden. Ein Nachweis der im Gebrauchszustand auftretenden Stahl- oder Betonspannungen entfällt weitgehend.

Im Unterschied zur Vorspannung mit Verbund dürfen Spannglieder ohne Verbund nicht auf die zur Rißbreitenbeschränkung erforderliche Bewehrung angerechnet werden. Hierfür ist Betonstahlbewehrung vorzusehen. Bei Vorspannung ohne Verbund ist zur Beschränkung der Rißbreiten daher in bestimmten Fällen mehr Betonstahlbewehrung erforderlich als bei Vorspannung mit Verbund.

2.5 Bruchsicherheitsnachweis

Im Bruchzustand sind bei Vorspannung ohne Verbund u. a. auch die Beton-Spannungen in der Druckzone nachzuweisen. Auf die Unterschiede hinsichtlich der Entwicklung der Spannstahl-Spannungen sowie des Schubnachweises wurde bereits hingewiesen. Einzelheiten werden in Abschnitt 4 erörtert.

3. Zur Zeit gültige Zulassungen für Vorspannung ohne Verbund

Zulassungen für Spannverfahren ohne Verbund
liegen vor für:

- VSL Monolithzenspannverfahren ohne Verbund
mit Litze Durchmesser 15,3 mm (0,6") vom
9. Februar 1981
- Spannverfahren "DYWIDAG-Einzelspannglied
ohne Verbund" mit Litze Durchmesser 15,3 mm
(0,6") vom 9. Februar 1981.
- wie vor, jedoch mit Einzel-Stäben \varnothing 12,2 -
 \varnothing 36 vom 23. Juni 1982

Die Unterschiede zwischen den beiden Litzen-
Spannverfahren sind gering; sie betreffen im
wesentlichen die Ergebnisse der Dauerschwing-
versuche, einzelne Schlupfwerte sowie Details
der Verankerungs- und Spannankerkonstruktionen.

Ein den Monolithen entsprechendes Spannglied
für Vorspannung mit Verbund ist die sog.
Einerlitze Typ 6801 aus der Reihe der Dywidag-
Bauteilspannglieder; dieses Litzenspannglied,
verwendet als Einerlitze wie auch als Litzen-
Bündel-Spannglied, soll hier für Vergleichs-
zwecke herangezogen werden.

Nachfolgend sind die Festigkeitseigenschaften dieser für alle 3 Spannverfahren verwendeten Litze zusammengestellt:

Litze $\varnothing 0,6''$, St 1570/1770 N/mm²,
 $F_z = 140 \text{ mm}^2$

Streckgrenze	Bruchlast
$P_s = \beta_s \cdot F_z$	$P_u = \beta_z \cdot F_z$
220 KN	248 KN

Tabelle 1

4. Bauteilabhängige konstruktive Besonderheiten

Die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund führt gegenüber Stahlbetonbauteilen oder solchen mit Vorspannung mit Verbund zu konstruktiven Besonderheiten, die naturgemäß auch Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit der Bauweise haben. Wie bereits erläutert, wirken sich bei fehlendem Verbund die unter Belastung eintretenden Verformungen als Dehnungen bzw. Verlängerungen der Spannstähle auf deren ganze Länge zwischen den Verankerungsstellen aus. Verbundspannungen zwischen Beton und Spannstahl treten nicht auf, allenfalls sind Reibungskräfte denkbar. Die Spannstähle gleiten unter Belastung des Bauteils in ihren Spannkanälen. Der Nachweis der rechnerischen Bruchsicherheit kann nicht mehr durch eine Querschnittsanalyse geführt werden, vielmehr müssen die im Gebrauchszustand und im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Biegebeanspruchung auftretenden Spannungen und Dehnungen vom Beton und Spannstahl unter Beachtung der Gesamtverformung des vorgespannten Bauteils bestimmt werden, da als Verträglichkeitsbedingung nur die Identität der Dehnung des Betons in der Faser eines Spanngliedes und jener des Spannstahles zwischen den Verankerungspunkten der Spannglieder eingeführt werden kann.

TROST gibt in /33/ eine Auflistung einiger Fragen, die bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund einer besonderen Untersuchung bedürfen;

u. a. wird hierbei die Frage gestellt, ob die Anordnung der Belastung als Einzellast oder als annähernd gleichmäßig verteilte Streckenlast - also die Völligkeit der Momentenfläche - unterschiedliche Auswirkungen auf die Verformungsfähigkeit, den Spannungsanstieg unter Last in den Spanngliedern und die Rißbildung haben. Damit im Zusammenhang ist zu klären, ob das Zusammentreffen hoher Biegemomente mit hohen Querkraften - wie beispielsweise an der Einspannstelle von Kragträgern - besondere Überlegungen konstruktiver oder bemessungstechnischer Art erforderlich macht. Des weiteren wäre zu klären, ob und welche Unterschiede im Tragverhalten zwischen balkenartigen und plattenförmigen Bauteilen bestehen und welche Konsequenzen hieraus im Hinblick auf Entwurf und Bemessung zu ziehen sind. Ein Randproblem stellt die Frage dar, ob der Dauerkorrosionsschutz der Spanndrähte - der ja eine Art Fett-Zwischenschicht bildet - durchgerieben werden kann und welche Reibungswerte hierbei auftreten.

Schließlich können Querkraften des fehlenden Querschnittsverbundes wegen nur wie bei einem unterspannten Balken oder Bogen mit Zugband aufgenommen werden, allenfalls auch als Interaktion zwischen Druckbogen im Betonbauteil und gekrümmt geführten Spanngliedern; das in der Bemessungstheorie des Stahlbetons übliche Fachwerkmodell kann hier nur bei entsprechender Betonstahlbewehrung eingesetzt werden.

Im Zusammenhang mit der Wirtschaftlichkeit der Bauweise ist schließlich auch noch das verständliche Anliegen zu nennen, handliche Näherungen für die Ermittlung der Durchbiegungen und den Zuwachs der Stahlspannung bei Annäherung an den Versagenszustand zu besitzen, um damit die Bemessung von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund vereinfachen zu können. Von wirtschaftlicher Bedeutung ist hierbei, daß von Anbeginn an die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund bevorzugt auch für Bauteile mit teilweiser Vorspannung vorgesehen wurde, da der Dauerkorrosionsschutz der Spannglieder Rißbildungen ungefährlich erscheinen läßt.

4.1 Nachweis unter rechnerischer Bruchlast

4.1.1 Sicherheitskonzept

Die Bemessung von biegebeanspruchten Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund muß naturgemäß ausreichende Bruchsicherheit und einwandfreies Gebrauchsverhalten sicherstellen. In DIN 4227 Teil 1 in ihrer gegenwärtigen Fassung werden im Hinblick auf diese beiden Fragen zwei Grenzbetrachtungen gefordert: Zum einen wird ein Nachweis des rechnerischen Bruchzustandes verlangt, bei welchen die Unsicherheiten in vollem Umfange im Bereich der Schnittgrößen durch Ansatz von Sicherheitsfaktoren berücksichtigt werden und zum anderen im Gebrauchszustand, bei welchem die Unsicherheiten im vollen Umfange bei der Festigkeit der Baustoffe durch Ansatz entsprechend kleiner zulässiger Spannungen erfaßt werden.

DIN 4227 Teil 6 "Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund" geht im Gegensatz zu Teil 1 dieser Norm andere Wege: Das Gebrauchsverhalten wird durch einen Rißbeschränkungsnachweis überprüft; die Sicherheit gegen Bruch wird unter Berücksichtigung möglicher Unsicherheiten beim Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit durch Verwendung verschiedener Teilsicherheitsbeiwerte erfaßt. Hierbei stand die CEB/FIP-Mustervorschrift Pate.

Die Bemessungsgleichungen für den Bruchsicherheitsnachweis in DIN 4227 Teil 6 lautet in allgemeiner Form:

$$\left. \begin{array}{l} 1,4 \\ \text{oder} \\ 1,0 \end{array} \right\} \cdot S_g + 1,4 \cdot S_p + \left. \begin{array}{l} 1,2 \\ \text{oder} \\ 0,8 \end{array} \right\} \cdot S_v \leq \frac{R}{1,25}$$

(Weitere Erläuterungen siehe DIN 4227, Teil 6). Die Sicherheitsbeiwerte sind so zu kombinieren, daß die für die Bemessungsaufgabe ungünstigste Schnittgröße erfaßt wird.

Da das Spannglied ohne Verbund nicht Teil des Querschnittes ist und sich unabhängig von den benachbarten Betonfasern dehnt und jenen gegenüber auch verschiebt, nimmt man bei diesen Untersuchungen zweckmäßigerweise die gesamten Auswirkungen der Vorspannung, also den statisch bestimmten und den statisch unbestimmten Anteil, auf die Einwirkungsseite /28/.

Die Anwendung dimensionsloser Bemessungstabellen für Biegung mit Normalkraft im Stahlbetonbau für Schnittgrößen des Bruchzustandes ist möglich; diese Bemessungsbehelfe sind in Heft 220 der Schriftenreihe des DAfStb. abgedruckt.

4.1.2 Schubtragfähigkeit

Ein Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit muß auch eine Betrachtung der Schubtragfähigkeit mit einschließen: Das in der Stahlbetontheorie gebräuchliche Fachwerkmodell gilt nur dann, wenn die Zugbewehrung im Verbund mit dem Beton liegt. Charakteristisch für das Fachwerkmodell ist dabei bekanntlich das Auftreten von Differenzzugkräften im Untergurt, die den Zugkraftveränderungen zwischen Auflager und Momentenmaximum entsprechen. Bei einem Träger, der als Zuggurt ausschließlich Spannglieder ohne Verbund aufweist, können solche Differenzzugkräfte nicht auftreten, da die schiefen Druckstreben des gedachten Fachwerks in solch einem Zuggurt kein Widerlager finden; dies ergibt sich erst an den Verankerungsstellen des Zuggurtes.

Hier kann das sogenannte Bogen-Zugband-Modell weiterhelfen, wobei bemessungstechnisch insbesondere auf die Hauptdruckspannungen in der Nähe des Auflagers zu achten ist. Da im allgemeinen Biegeglieder mit Vorspannung ohne Verbund auch eine zusätzliche Betonstahlbewehrung erhalten, die im Verbund liegt, ergibt sich im Regelfalle eine Überlagerung von Bogenzugbandmodell und Fachwerkmodell. Über das Zusammenwirken dieser beiden Modellvorstellungen am Auflager liegen bislang noch keine eingehenden Untersuchungen vor. Für die Praxis genügt es aber, hier Grenzbetrachtungen unter Annahme verschiedener Neigung der schrägen Druckstreben bzw. des Bogens im Auflagerbereich durchzuführen.

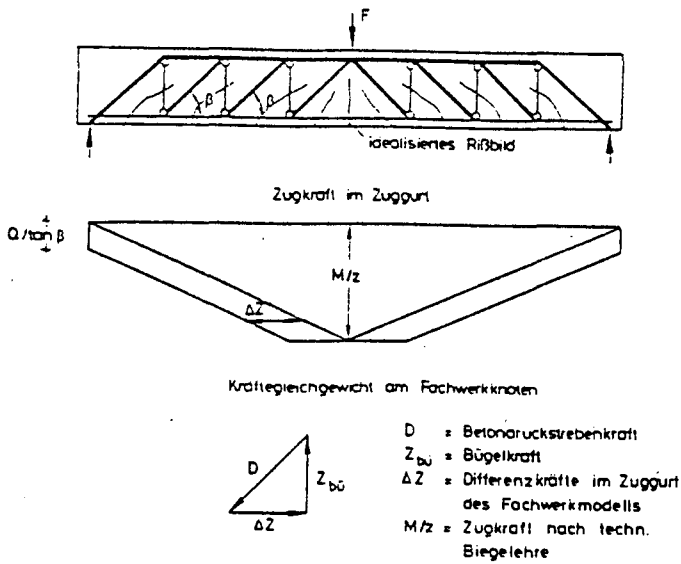


Bild 3a: Fachwerk-Modell

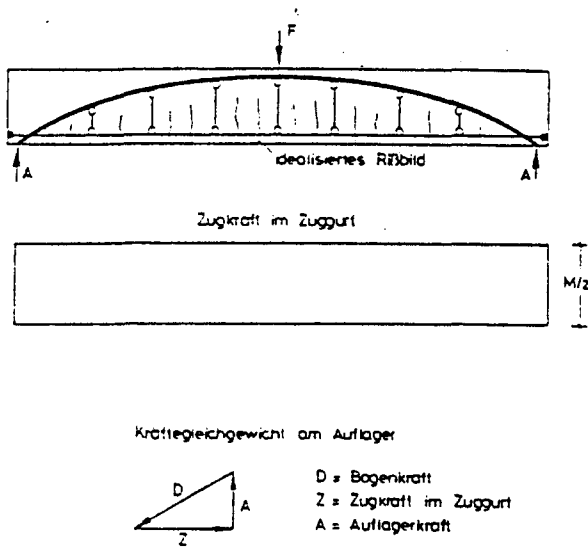


Bild 3b: Bogen-Zugband-Modell

DIN 4227 Teil 6 eröffnet zwei verschiedene Möglichkeiten des Nachweises ausreichender Schubtragfähigkeit: Einerseits kann nach Teil 1, Abschnitt 12 vorgegangen werden, wobei allerdings Nachweise im Gebrauchszustand entfallen dürfen. Andererseits aber wird auch erlaubt, die Schubspannungen und die erforderliche Schubbewehrung auf der Grundlage eines Bogenzugbandes - bzw. Sprengwerkmodells (anstelle eines Fachwerkmodells) - zu ermitteln (Getrennt hiervon sind Sonderbestimmungen für Spannglieder ohne Verbund als Schubbewehrung, also für sogenannte Schubnadeln, angegeben; dieser Sonderfall der Anwendung von Vorspannung ohne Verbund soll hier nicht weiter erörtert werden). Versuchsergebnisse aus jüngster Zeit zeigen, daß die Schubtragfähigkeit durch ein kombiniertes Bogenzugband - Fachwerkmodell - erfaßt werden kann; der Aufteilungsgrad auf die beiden Teilmodelle dürfte jedoch nicht, wie in /28/ angenommen ausschließlich von der Menge der Betonstahl-Längsbewehrung abhängen, sondern wird auch von anderen Parametern beeinflusst. Balken mit Vorspannung ohne Verbund und belastet mit einer Einzellast in Feldmitte zeigten bei geringem Längsbewehrungsgehalt infolge des fehlenden Verbundes der Spannglieder im allgemeinen nur einen Riß in Feldmitte. Entgegen den Modellvorstellungen in /28/ bildete sich aber nicht ein reiner Druckbogen aus, vielmehr wurden die Querkräfte teilweise auch über ein den Stegabmessungen entsprechendes Druckfeld zum Auflager geleitet.

Dieses Druckfeld könnte mit einer annähernd rechteckigen Scheibe verglichen werden, die an diagonal-gegenüberliegenden Eckbereichen durch Einzellasten belastet wird; in diesem Druckfeld können offensichtlich auch Querkräfte übertragen werden: Die Tatsache, daß die in den Versuchen gemessenen Bügelzugkräfte deutlich größer sind als sich nach einem reinen Bogenzugbandmodell ergeben würde, läßt jedenfalls darauf schließen, daß Querkräfte auch über das hier angedeutete Druckfeld übertragen werden. Es scheint, daß die Größe des Druckfeldes und seine Beanspruchung einschließlich der Bügelzugkräfte auch durch die Querschnittsform und die Führung der Spannglieder beeinflußt wird. Bemerkenswert ist auch die Tatsache, daß Versuche eine Steigerung der Schubtragfähigkeit bei Erhöhung der Bügelbewehrung aufzeigten /34/. Zu klären wäre allerdings, ob und inwieweit sich die mittragende Wirkung dieses Druckfeldes unter Schwellbeanspruchung und damit verbundener vermehrter Rißbildung ändert und welchen Einfluß eine gekrümmte Spanngliedführung, unter Umständen bei gleichzeitiger Aufspreizung der Spanngliedenden im Auflagerbereich, besitzt. Nicht hinreichend geklärt ist ferner, welcher Anteil der Querkraft bei schwach schubbewehrten Balken über den ungerissenen Druckgurt unmittelbar abgetragen werden kann und nach welchem Modell die Ermittlung dieser Schubtragkraft zu erfolgen hat.

Für eine umfassende Beurteilung des Schubtragverhaltens von Balken mit Vorspannung ohne Verbund sind jedenfalls noch weitere, experimentelle Untersuchungen erforderlich. Dabei

sollten folgende Parameter studiert werden: Einfluß der Momentenverteilung, des Verhältnisses Stützweite zu Bauteilhöhe, Spanngliederführung bei statisch unbestimmt und bei statisch bestimmt gelagerten Trägern und Einfluß einer Schwellbelastung. Die derzeit in DIN 4227 Teil 6 enthaltenen Bestimmungen über den Schubsicherungsnachweis geben jedoch die Möglichkeit, schon jetzt die in der Praxis häufig auftretenden Bemessungsaufgaben in befriedigender Weise zu lösen.

4.1.3 Spanngliedkraft im rechnerischen Bruchzustand

Für den Nachweis unter rechnerischer Bruchlast ist die zugeordnete Spanngliedkraft von entscheidender Bedeutung. Wie bekannt, kann sie im Unterschied zu Bauteilen mit Spanngliedern im Verbund nicht über Gleichgewichtsbetrachtungen am Querschnitt ermittelt werden; der Anstieg der Spannung im Spannglied ohne Verbund infolge von Laststeigerungen muß durch Betrachtung der Verformung des ganzen Tragwerks errechnet werden. Wie einleitend erwähnt, ist als Verträglichkeitsbedingung die Identität der Dehnung des Betons in der Faser eines Spanngliedes und jener des Spannstahles zwischen den Verankerungspunkten des betreffenden Spannglieds einzuführen. In solch eine Rechnung gehen somit die nichtlinearen Verformungseigenschaften des Betons ein, was den Rechenaufwand für eine genaue Lösung erheblich vergrößert; da die Rechengrundlagen über die Verformungseigenschaften des Betons - insbesondere in der gerissenen Zugzone - vergleichsweise unsicher sind, steht der Rechenaufwand in einem unangemessen ungünstigen Verhältnis zur Wirklichkeitsnähe des Ergebnisses.

Für Einfeldbalken ohne Kragarm wurden von Rüscher, Kordina, Zelger in /2/ bereits Lösungsmöglichkeiten aufbereitet; laufen hingegen die Spannglieder über mehrere Felder durch oder sind Kragarme angeordnet, werden die Berechnungen des Spannungsanstieges im Spannglied noch wesentlich aufwendiger, weil nunmehr feldweise unterschiedliche Belastungszustände berücksichtigt werden müssen. Wird in einem mehrfeldrigen Balken nur ein Feld belastet, ist der hierdurch hervorgerufene Spannungsanstieg im Spannglied geringer als bei Belastung aller Felder, weil er sich über die gesamte Spanngliedlänge hinweg ausgleichen kann. Vielfach wird daher empfohlen, in solchen Fällen diesen Spannungsanstieg in erster Näherung zu vernachlässigen.

Angesichts dieser Nachweisschwierigkeiten hat man nach vertretbaren, hinreichend sicheren Näherungsansätzen Ausschau gehalten: Ein häufiger Anwendungsfall von Vorspannung ohne Verbund liegt bei Brückentragwerken mit nachträglichem Verbund im Bauzustand vor Herstellung des Verbundes vor. Für diesen Fall gibt DIN 4227 Teil 1 im Abschnitt 11.3 Näherungsansätze für den Spannungsanstieg im Spannglied, ausgehend vom Gebrauchszustand. Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, darf bei annähernd gleichmäßig belasteten Trägern auf zwei Stützen der Spannungsanstieg zwischen Gebrauchszustand bis zum Bruchzustand mit 110 MN/m^2 , bei Kragträgern mit 50 MN/m^2 angesetzt werden; bei Durchlaufträgern darf kein Spannungsanstieg berücksichtigt werden.

In DIN 4227 Teil 6 ist eine weitere Näherung enthalten, die für Platten und Balken geringer Bauhöhe angewendet werden darf. Bei dieser Näherung wird unterstellt, daß sich das Tragglied beim Übergang vom Gebrauchs- zum Bruchzustand um mindestens $1/50$ der Stützweite durchbiegt, ehe der Bruch eintritt. In /28/ wird gezeigt, daß geometrische Beziehungen unter Ansatz gewisser Vereinfachungen hieraus zu einer Spanngliedlänge im belasteten Feld von $h/17$ führen; dabei ist h die Nutzhöhe des Spanngliedes im Querschnitt in Feldmitte. Diese unter Belastung nur eines Feldes eintretende gesamte Länge ist dann auf die Spanngliedlänge zu beziehen. Der Spannungsanstieg kann hieraus unmittelbar errechnet werden und wird bei über mehrere Felder durchlaufenden Spanngliedern naturgemäß sehr klein sein.

In DIN 4227 Teil 6 wird die Spanngliedlänge Δl in Bezug auf die gesamte Spanngliedlänge L gesetzt und kann mit dem Näherungsansatz

$$\Delta \sigma_v = \frac{\Delta L}{L} \cdot E = 3 \frac{f}{l} \cdot \frac{h}{L} \cdot E$$

errechnet werden (l = Stützweite, h = statische Höhe an der Stelle $\max M_F$). Die Bilder 4, 5 und 6 zeigen Versuchsergebnisse an Einfeld- und Zweifeldbalken; es wird deutlich, daß der Näherungsansatz der DIN-Vorschrift auf der sicheren Seite liegt.

Versuch Nr.	VK 1	VK 2	VK 3	VK 4	VK 5
Last-anordnung					
l_s (cm)	480	480	480	480	480
b (cm)	40	20	40	20	20
d (cm)	20	40	20	40	40
μ_v (%)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
μ_s (%)	—	—	—	—	0,07

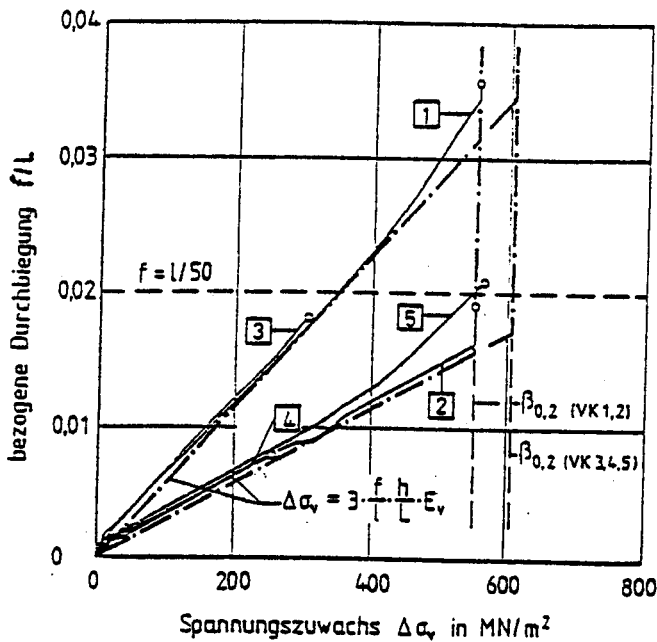
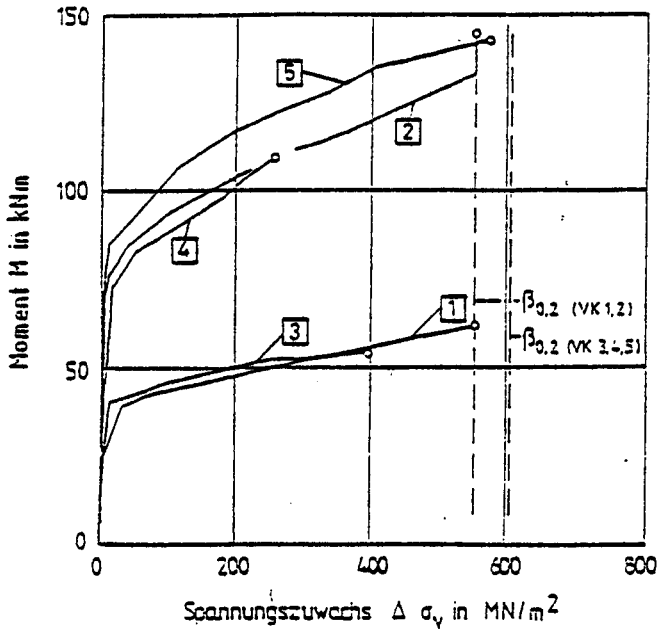


Bild 4: Spannungszuwachs $\Delta \sigma_v$ beim Einfeldträger in Abhängigkeit von Biegemoment in Feldmitte und vom Verhältnis f/l /36/

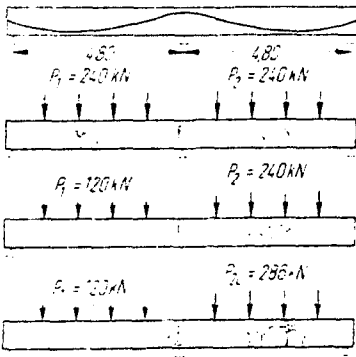


Bild 5: Zweifeldträger; Last- und Rißbild /33/

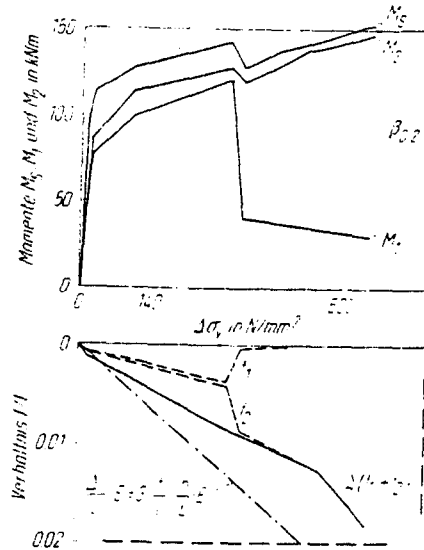


Bild 6: Spannungszuwachs $\Delta\sigma_v$ beim Zweifeldträger /33/

Bachmann /35/ und Wölfel /28/ zeigen, daß Spannglieder ohne Verbund im rechnerischen Bruchzustand in der Regel die Streckgrenze nicht erreichen. Dies bedeutet eine wirtschaftliche Benachteiligung der Bauart gegenüber Vorspannung mit Verbund, da für gleiche erforderliche Zugkräfte bei fehlendem Verbund ein größerer Gesamtquerschnitt an Spannstahl und Betonstahl vorgehalten werden muß. Dies wird im folgenden Bild 7 verdeutlicht, das den Gesamtbewehrungsaufwand für einen Plattenquerschnitt in Abhängigkeit vom Vorspanngrad zeigt, wobei einerseits Spannglieder mit Verbund, andererseits ohne Verbund betrachtet wurden /35/. Es zeigt sich, daß bei großen Vorspanngraden und Vorspannung ohne Verbund ein Mehraufwand an Bewehrung nicht erforderlich ist, während ein Mehrbedarf an Spannstahl für Querschnitte mit

Spanngliedern ohne Verbund bei niedrigen Vorspanngraden eintritt; die in der Praxis häufig angewendeten mittleren Vorspanngrade zeigen zwar den größten Mehrbedarf an Stahl - gegenüber Vorspannung mit Verbund -, doch bleibt dieser Mehrbedarf vergleichsweise klein, so daß sich auch hier wirtschaftliche Lösungen ergeben /28/.

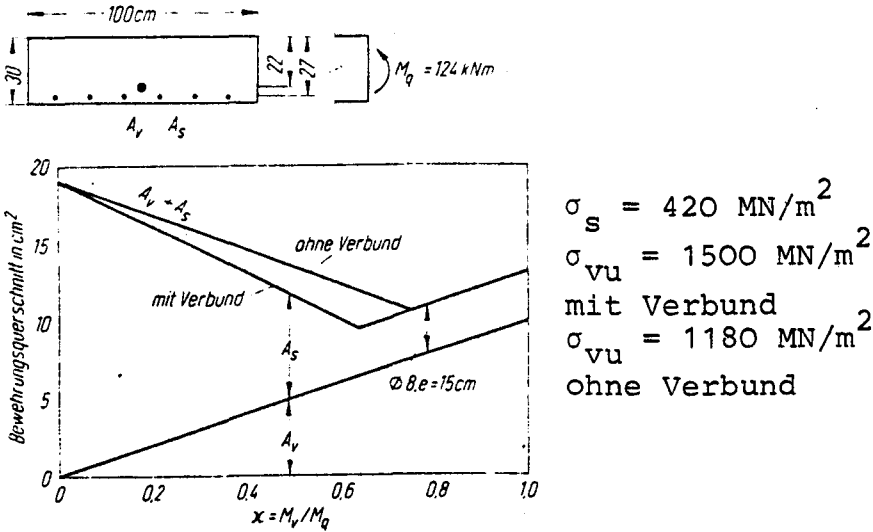


Bild 7: Erforderliche Bewehrungsquerschnitte A_v und A_s aus Bruchsicherheitsnachweis.
 κ = Vorspanngrad nach Bachmann /35/.

Bild 7 liegen Untersuchungen an einem einachsigen Spannstreifen zugrunde; die in Innenfeldern mehrfeldriger Flachdecken auftretenden sog. Membranwirkungen konnten daher bei der Ermittlung des erforderlichen Betonstahlquerschnitts A_s nicht begünstigend in Ansatz gebracht werden.

4.2 Nachweis zur Beschränkung der Rißbreiten

Spannbetonbauteile werden grundsätzlich so entworfen, daß der Hauptteil der Biegezugkräfte den Spanngliedern zugewiesen wird, während eine Betonstahlbewehrung - wenn überhaupt vorhanden - nur Hilfsfunktionen zu erfüllen hat. Dieser Leitgedanke gilt sowohl für Bauteile mit Vorspannung mit Verbund wie auch für solche ohne Verbund. Während aber die Spannglieder in Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund mit dazu beitragen, daß die Biegerisse in vergleichsweise engen Abständen auftreten, können Spannglieder ohne Verbund einen solchen Beitrag nicht leisten. Es ist also davon auszugehen, daß bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund die Rißabstände deutlich größer ausfallen als bei Bauteilen mit im Verbund liegenden Spanngliedern. Im Grenzfall des vollkommenen Fehlens einer Betonstahlbewehrung könnte sich theoretisch ein einziger Riß bilden, wie Bild 8 zeigt.

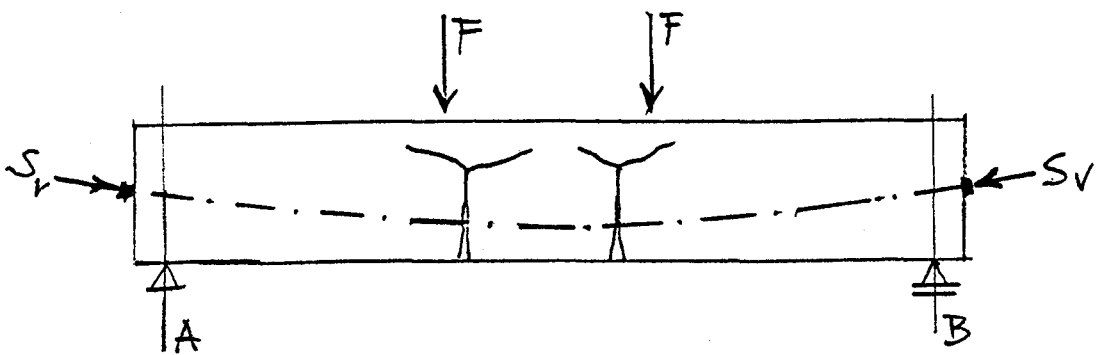

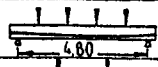


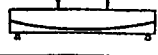


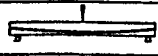


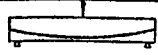




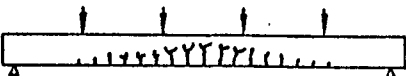

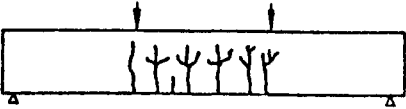

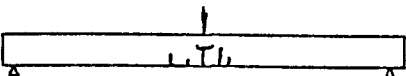

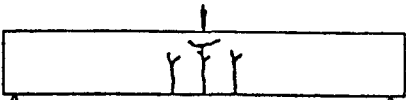
Bild 8: Typische Rißbildung bei Vorspannung ohne Verbund

Bei großen Rißabständen ergeben sich nun an der Rißwurzel Zugspannungen im Beton, die annähernd senkrecht zur Bauteilachse gerichtet sind und im Zusammenhang stehen mit jenen Kräften, die benötigt werden, um das ganze Betonstück zwischen den Rissen zu biegen. Diese Zugspannungen bewirken eine typische Rißgabelung; ihr Auftreten ist hier ein Anzeichen dafür, daß keine wesentlichen Laststeigerungen mehr möglich sind. Die von zwei benachbarten Rissen aus aufeinander zustrebenden Gabelästen schnüren nämlich die Biegedruckzone zunehmend ein und können sogar Anlaß zu einem Ausknicken der Biegedruckzone geben.

In den folgenden Bildern 9 und 10 sind Versuche von Trost /33/ und Bachmann /35/ dargestellt; es handelt sich um Balken mit Vorspannung ohne Verbund und ohne Betonstahlbewehrung. Es zeigen sich deutliche Unterschiede im Rißverhalten in Abhängigkeit von der Verteilung der Last über die Balkenlänge und in Abhängigkeit davon, ob die Längsdehnung mehr oder weniger behindert wird.

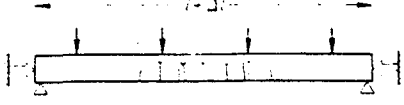

Versuchs- körper	Lastanordnung Spannliedverlauf	Quer- schnitt
1 		
2 		
3 		
4 		

Versuchsprogramm
B 45, St 1570/1770, 2 Litzen \varnothing 0,6"

Versuchs- körper	Lastanordnung Rißbildung
1 	
2 	
3 	
4 	

Rißbilder

Bild 9: Versuchsergebnisse aus /33/

Versuch Ritz	Lastanordnung, Rißbildung, horizontale Stützung	s [mm]	μ_s [%]
PS1		$\rightarrow \infty$	0
PS4		70	0,27

Rißbilder

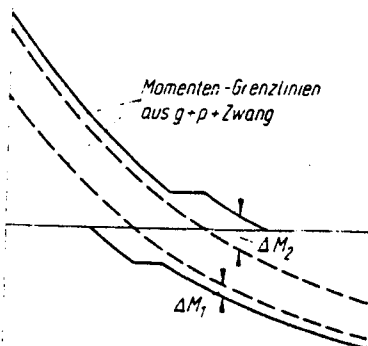
Bild 10: Versuchsergebnisse aus /35/

Iványi und Buschmeyer /26, 27/ sind der Frage nachgegangen, wie groß der zentrische Anteil der Vorspannung bei Plattentragwerken sein muß, um eine angemessene Laststeigerung zwischen Erstrißbildung und Rißvergabelung sicherzustellen. Unter der Annahme, daß eine mindestens 1,3-fache Laststeigerung gesichert sein muß, ergab sich für mittlere Betongüten eine zentrische Mindestvorspannung von $2,5 \text{ N/mm}^2$. Dieser Wert erscheint vergleichsweise hoch und läßt außer Acht, daß ja eine Betonstahlbewehrung im Normalfalle angeordnet werden muß. Für eine baupraktisch übliche zentrische Vorspannung von $1,0 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich eine erforderliche zusätzliche Betonstahlbewehrung in Höhe von rd. 0,1 %, bezogen auf den Gesamtbetonquerschnitt. Platten mit Vorspannung ohne Verbund, die so entworfen wurden, zeigen ein duktileres Tragverhalten und neigen nicht zu plötzlichen, unangekündigten Brüchen. In DIN 4227 Teil 6 wurde daher auch ein entsprechender Hinweis aufgenommen; bei Platten des üblichen Hochbaues,

bei welchen in der vorgedrückten Zugzone die vorgenannten Bedingungen eingehalten sind, darf daher ein Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten entfallen.

In allen anderen Fällen ist ein Rißbeschränkungsnachweis in Anlehnung an DIN 1045, Gl.(18), zu führen; während dort aber der Nachweis unter dem dauernd wirkenden Lastanteil zu führen ist, müssen Bauteile mit Spanngliedern ohne Verbund unter voller Gebrauchslast untersucht werden, weil ja Rißbildungen unter Umständen erst bei Überschreitung der ständigen Last auftreten. Auch in diesem Falle muß eine einigermaßen gleichmäßige Rißverteilung erreicht werden.

Dem Nachweis der Beschränkung der Rißbreiten sind die Momente des Gebrauchszustandes zugrunde zu legen, wobei jedoch zusätzliche Momente ΔM_1 hinzuzufügen sind. Im Bereich des Momentennullpunktes müssen Biegemomente ΔM_2 in Rechnung gestellt werden.



$$\Delta M_1 = \pm 0,5 \cdot \frac{EI}{10^4 \cdot d_o}$$

$$\Delta M_2 = \pm 1,5 \cdot \frac{EI}{10^4 \cdot d_o}$$

Bild 11: Momente für den Rißnachweis gem.
DIN 4227, Teil 6

Bild 11 zeigt, wie diese Rechenannahmen zu verstehen sind. Wegen der bekannten Unsicherheiten hinsichtlich der Größe der Vorspannkraft darf diese nur mit dem 0,9- bzw. 1,1-fachen ihres planmäßigen Rechenwertes nach Kriechen und Schwinden in Ansatz gebracht werden - je nachdem, welcher Wert die ungünstigeren Ergebnisse bringt.

Durch entsprechende Versuche und Vergleichsrechnungen wurden die benötigten Beiwerte r bestimmt, mit deren Hilfe unter Anwendung der folgenden Gleichung in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen der größte Stabdurchmesser d_s der Betonstahlbewehrung ermittelt werden kann:

$$d_s \leq r \frac{\mu_z}{\sigma_s} \cdot 10^4$$

$r = 200/150/100$
 $\sigma_s = \text{Spannung im Betonstahl}$
 (Vergl. DIN 4227 Teil 6)

In vielen baupraktisch relevanten Fällen ist die im Verbund liegende Betonstahlbewehrung keine Zusatzbewehrung, die lediglich der besseren Rißverteilung dient, aber ohne statische Funktionen zu erfüllen und damit kostenerhöhend wirkt. Dies wäre dann der Fall, wenn Vorspannung ohne Verbund beispielsweise in Verbindung mit voller Vorspannung anzuwenden wäre. Liegt hingegen teilweise Vorspannung vor, kann die Betonstahlbewehrung auch für den Nachweis der rechnerischen Bruchsicherheit herangezogen werden. Der Nachweis der Rißbreitenbeschränkung dient dann nicht der Bestimmung einer notwendigen Menge an Betonstahl, sondern lediglich der Wahl des richtigen Durchmessers bzw. des Bewehrungsabstandes /28/.

Die Rißentwicklung im Einspannquerschnitt von Kragkonstruktionen bedarf einiger zusätzlicher Überlegungen: Einzelne Versuchserfahrungen, aber auch ein katastrophaler Einsturz eines Brückenbauwerks, das im sogenannten Freivorbau errichtet werden sollte, haben die Aufmerksamkeit auf den Umstand gelenkt, daß im Einspannbereich von Kragkonstruktionen besondere Verhältnisse vorliegen können. Schon ein Vergleich der Rißbildungen der Balken 1 und 3 bzw. 2 und 4 in Bild 9 zeigt, daß bei Konzentrierung der äußeren Last auf einen Querschnitt nurmehr ganz wenige Risse in unmittelbarer Nähe dieser Last auftreten. Der Balken auf zwei Stützen, mit einer Einzellast in Feldmitte belastet, kann naturgemäß bei Drehen um 180° auch als Abbild eines Kragbalkens (Waagebalkens) aufgefaßt werden; der Unterschied ist allerdings darin zu sehen, daß die bei Balken auf zwei Stützen unter der Einzellast auftretende Momentenfläche durch das hinzutretende Eigengewichtsmoment ausgerundet wird, während das Einspannmoment eines Kragbalkens durch das Hinzutreten der Eigengewichtsmomente eine noch steilere Gradiante erhält, als sich bei ausschließlicher Belastung der Kragarmspitze durch eine Einzellast ergäbe. Bei Bauteilen, bei welchen das Eigengewichtsmoment einen bedeutsamen Anteil an der Gesamtbeanspruchung liefert, besteht somit die Gefahr, daß sich im Einspannquerschnitt im Grenzfall nur ein einziger klaffender Riß bildet, der zu einer Einschnürung der Betondruckzone und zur Bildung eines Plastizierungs gelenkes in der Betondruckzone führt. Die Länge dieser plastizierten Zone kann mit dem ungefähr 2-fachen Wert der Höhe der Biegedruckzone abgeschätzt werden /38/.

Das Tragsystem solch eines Kragträgers im Zustand II nähert sich einem Druckstreben-Zugband-Modell und erlaubt hier, allein den gefährdeten Querschnitt für eine überschlägige Ermittlung des Versagenszustandes heranzuziehen. Die auftretende Rißbreite im Einspannquerschnitt kann, wie Versuche zeigten, annähernd mit der Längenänderung des Spannstahles gleichgesetzt werden. Das gleiche gilt, wenn sich im Einspannbereich ein fächerförmiges Rißsystem ausbilden sollte; dann ist die Summe der Rißbreiten mit der Spanngliedverlängerung etwa identisch. Ausschlaggebend für die Größe der Rißbreiten und damit für die Einschnürung der Betondruckzone ist der Spannungszuwachs im Spannglied infolge der Belastung sowie die freie Dehnlänge des Spanngliedes. Wird das Verhältnis der Länge der Plastifizierungszone zur Biegedruckzonenhöhe mit rd. 2 angesetzt, ergibt sich die gegenseitige Verdrehung der Rißufer zu $2 \cdot \epsilon_{BU}$, wobei die Betonstauchung mit einem Wert zwischen 2,0 und 3,5 ‰ einzuführen wäre.

Unter Voraussetzung der Bildung eines plastischen Betongelenks läßt sich der Zuwachs der Zugkraft im Spannglied vergleichsweise einfach unter Zugrundelegung der Verdrehung bzw. Rißbreite in Abhängigkeit von der verbundlosen Spanngliedlänge berechnen. Es wird also im Bruchzustand ein Tragwerk zugrundegelegt, das ein Gelenk besitzt, aber sonst aus starren Bereichen besteht /38/.

Die vorstehenden Betrachtungen lassen deutlich werden, daß es insbesondere bei Kragkonstruktionen notwendig ist, eine hinreichende Sicherheit gegen das Auftreten eines klaffenden Risses zu schaffen, zumindest gegen ein allzu rasches Rißwachstum im gefährdeten Querschnitt. Dies könnte zwar durch eine entsprechend hohe schlaffe Bewehrung erreicht werden, wäre jedoch unwirtschaftlich. Sinnvoller erscheint, unter den vorübergehenden Lasten im Bauzustand eine Dekompression des Biegezugrandes zu verhindern. Dies ist vor allem auch bei jenen Kragkonstruktionen erforderlich, wo, bedingt durch die Herstellungsart, in einzelnen Arbeitsfugen keine schlaffe Betonstahlbewehrung vorhanden ist - beispielsweise in segmentär erstellten Spannbetonbauteilen mit Klebefugen. Dies wurde in der Vornorm DIN 4227 Teil 3 "Spannbeton; Bauteile in Segmentbauart" berücksichtigt.

5. Vergleichende Untersuchungen

Für die folgenden Untersuchungen wurden aus dem Bereich des Massivbaues einige typische Bauteile ausgewählt und der Einsatz der Vorspannung mit und ohne Verbund bezüglich festgelegter Tragfunktionen verglichen.

Die Verluste aus Kriechen und Schwinden wurden bei beiden Vorspannarten im allgemeinen zu gleichen Prozentsätzen angenommen, die Reibungsverluste wurden gesondert betrachtet. Unterschiede in bezug auf den Schlupf werden nicht eingerechnet, weil seine Auswirkungen hier zu keinen prinzipiellen Unterschieden führen. Näherungsweise wurde mit Bruttoquerschnittswerten gerechnet.

Eine vergleichende Wertung der Spannverfahren in wirtschaftlicher Hinsicht wird durch die unsicheren Berechnungsgrundlagen der entstehenden Lohn- und Materialkosten erheblich erschwert. Die Herstellungskosten hängen zunächst von den Kosten des Betonbauteils und des verwendeten Spannstahls ab, darüber hinaus von zahlreichen konstruktiven Einzelheiten sowie vom Arbeitsaufwand (Lohnkosten) für Einbau und ggf. Verpressen der Spannglieder; auch die Gesamtstahlmenge und die Länge der Spannglieder (Kostenanteil der Verankerungskonstruktionen) ist von Bedeutung. Ein Vergleich der verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten untereinander wird darüber hinaus von den schwankenden Baustoffpreisen beeinflusst. Die angestrebten Wirtschaftlichkeitsvergleiche müssen außerdem nach Art der Bauteile getrennt werden, um Verfälschungen zu vermeiden.

Nach Angaben von Fachfirmen wurden die Kostenansätze in der folgenden Tabelle 2 ermittelt; sie enthalten beim Betonstahl Lieferung frei Baustelle, Biegen und Verlegen, beim Spannstahl die Lieferung frei Baustelle, Ankerkonstruktionen, das Verlegen (einschließlich der Unterstützungen der Spannlieder), Vorspannen und Verpressen. Die Angaben in Tabelle 2 sollen in einzelnen Fällen zur Durchführung von Kostenvergleichen herangezogen werden.

	Spannliedlänge		
	~ 60 m	~ 30 m	~ 15 m
Monolitze 1 ohne Verbund	6.000,--	7.300,--	9.000,--
Faktor	3,0	3,7	4,5
Einzellitze 2 mit Verbund	6.600,--	8.000,--	9.600,--
Faktor	3,3	4,0	4,8
Litzen-Bündel 3 mit Verbund	5.400,--	6.600,--	8.000,--
Faktor	2,7	3,3	4,0
Betonstahl 4 BSt 420/500		2.000,--	
Faktor		1,0	

Tabelle 2: Ungefähre Kosten von Spannstahl und Betonstahl in DM/to, fertig verlegt, gespannt und verpreßt.
Preisbasis: St 1570/1770 mit
DM 1.700,-- frei Baustelle.

Bai einigen Bauteilarten konnten die Werte aus Tab. 2 nicht für einen Kostenvergleich genutzt werden, weil die auftretenden Einzelleistungen zu vielfältig waren; in diesen Fällen wurde bei der Ermittlung der Herstellungskosten von folgenden Verhältniszahlen ausgegangen:

- Kosten Betonstahl je to/
Kosten Beton je m³ ~ 10/1
- Kosten Spannstahl je to/
Kosten Betonstahl je to ~ 5/1

Die Vergleichszahl für Spannstahl zu Betonstahl entspricht annähernd den Ansätzen in Tab. 2 für Spannglieder mit 15 m Länge.

Nachfolgend werden einige typische Anwendungsgebiete der Vorspannung ohne Verbund anhand der vorstehend entwickelten vergleichenden Konstenansätze in wirtschaftlicher Hinsicht untersucht:

- Massige Bauteile
- Silos
- Fahrbahnen und Flugplatz-Pisten
- Fahrbahnplatten von Brückentragwerken
- Flachdecken.

5.1 Massige Bauteile

Massige Bauteile, wie Stau- oder Schleusenwände, Strahlenschutzwände in Kernkraftwerken oder dicke Fundamentplatten sind vielfach dadurch gekennzeichnet, daß die Beanspruchungen aus äußerer Last zurücktreten gegenüber Eigen- oder Zwängungsspannungen. Als massig werden Betonbauteile im allgemeinen dann bezeichnet, wenn die Querschnittsabmessungen die Größenordnung von 1,0 m erreichen oder überschreiten.

Äußere Lasten rufen in so dicken Bauteilen vielfach nur geringe Lastspannungen hervor, so daß diese Bauteile mit einer nur sehr geringen Bewehrung auskommen könnten. Im Regelfalle aber treten sogenannte Zwängungs- und Eigenspannungen auf, die zu unvertretbaren Rißbildungen führen, sofern nicht eine entsprechend große Betonstahlbewehrung oder eine Vorspannung angeordnet wird. Bewehrungsmaßnahmen dieser Art haben im Regelfalle nicht die Verhinderung der Rißbildung zum Ziel, sondern eine Beschränkung der Rißbreiten. Die Betonstahlbewehrung und ggf. auch die Vorspannung haben somit im allgemeinen die Aufgabe, Lastschnittgrößen und lastunabhängige Schnittgrößen abzudecken und zugleich eine Beschränkung der Rißbreiten sicherzustellen.

Lastunabhängige Schnittgrößen entstehen durch einen innerhalb des Tragsystems wirkenden Zwang und führen im Bauwerk die Verträglichkeit mit aufgezwungenen Formänderungen herbei. In Abhängigkeit von ihrer Größe und Wirkungsrichtung gegenüber den Lastschnittgrößen sind sie bei der Bemessung unterschiedlich zu berücksichtigen. Die Größe der Zwangsschnittgrößen hängt aber von der Verformbarkeit (z. B. Biegesteifigkeit) des Bauwerks oder Bauteils, d. h. vom Widerstand, der den Zwangeinwirkungen entgegengesetzt wird, der seinerseits von der Steifigkeit der Gesamtkonstruktion oder einzelner Bauteile, von Baustoffeigenspannungen und der Höhe der Gesamtbeanspruchung abhängt. Zwangsschnittgrößen sind also vom jeweiligen Zustand bzw. der Steifigkeit des Tragwerks abhängig; bei Betonbauteilen verändern sie sich in Abhängigkeit von der Größe der Gesamtbeanspruchung,

und werden durch Kriechen des Betons und insbesondere durch Rißbildung beeinflusst. Zwangsschnittgrößen können also nicht beliebig mit Lastschnittgrößen superponiert werden.

Lastschnittgrößen werden demgegenüber aus Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet und können sich bei veränderter Steifigkeit des Tragwerks nur "umlagern", nicht aber in ihrer Gesamtgröße verändern.

Um eine wirtschaftliche Bemessung gegenüber lastunabhängigen Schnittgrößen zu finden, muß zunächst geklärt werden, ob diese die Lastschnittgrößen erhöhen, ferner ob eine Rißbildung und damit eine Abnahme der von den Steifigkeiten abhängigen Zwangsschnittgrößen erfolgt und welche maximalen Rißbreiten zu erwarten sind. Gefordert wird eine Sicherheit gegen unerwünscht große Risse im Gebrauchszustand; Einflüsse der Zwangsschnittgrößen auf die Standicherheit treten demgegenüber zurück.

Massige Bauteile des Massivbaues sind vorwiegend im sog. Tiefbau anzutreffen; dort wird Vorspannung dann mit Vorteil angewandt, wenn

- erhöhte Anforderungen an die Funktionstüchtigkeit (z. B. Dichtigkeit, Rissefreiheit, an die Dauerhaftigkeit oder Güte (Korrosionsbeständigkeit) des Bauwerks im Gebrauchszustand gestellt werden,
- erhöhte Sicherheiten aufgrund der vorgesehenen Nutzung erforderlich sind und
- die Vorspannung in Verbindung mit rationellen Bauvorhaben wirtschaftliche Vorteile bringt.

Leonhardt hat schon vor Jahren vorgeschlagen, zur Rißbreitenbeschränkung bei massigen Bauteilen mit nur geringen Beanspruchungen infolge äußerer Lasten durch eine "mäßige" Vorspannung zu erzielen. Hierbei wurde insbesondere an dicke Fundamentplatten gedacht. Sollten bei solchen Bauteilen durchgehende Risse vermieden werden, hält Leonhardt eine zentrische Vorspannung von $\sigma_{bv} = 0,3$ bis $0,6 \text{ MN/m}^2$ für ausreichend, wobei er Risse in der Randzone infolge Eigenspannungen "zuläßt". Die Größenordnung dieser empfohlenen Vorspannung wurde aus den die Betonzugfestigkeiten überschreitenden Spannungen abgeschätzt. Leonhardt meinte, daß bei Bauteilen bis zu etwa 100 m Länge bei Verwendung einer mäßigen Vorspannung auf Dehnungsfugen verzichtet werden könne. Ebenso hält er eine Betonstahlbewehrung für nicht erforderlich. Leonhardts Empfehlungen sind zweifellos wirtschaftlich von besonderer Bedeutung, weil die Ausführung von massiven Fundamentplatten ohne Betonstahlbewehrung - lediglich mit einer mäßigen Vorspannung - und ohne Arbeitsfugen zu erheblichen Kostenminderungen führt.

Die wenigen bisher vorliegenden Erfahrungen an Bauwerken, die nach diesen Empfehlungen ausgeführt wurden, lassen allerdings erkennen, daß sich Risse in nicht mehr zu vernachlässigender Größenordnung bilden, deren Ursache in dem zu niedrig gewählten Vorspanngrad und dem Fehlen einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung zu suchen sind. Wie bereits erläutert, kann eine zentrische Vorspannung in der Größenordnung von $0,5 \text{ MN/m}^2$ ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung

unter keinen Umständen eine rißverteilende Aufgabe übernehmen; klaffende Risse in größeren Abständen sind zu erwarten. Der Verzicht auf eine rißverteilende Betonstahlbewehrung ist - wie experimentelle und theoretische Untersuchungen zeigen - erst bei einer zentrischen Vorspannung in der Größenordnung von 2MN/m^2 zu vertreten, wobei auch diese Angabe mit großer Vorsicht zu bewerten ist; Abmessungen, Art und Funktion des Bauteils müssen mit in Erwägung gezogen werden. Ebenso sicher ist aber auch, daß die Verwirklichung so hoher Spanngliedkräfte zur Erzielung einer zentrischen Vorspannung in massigen Bauteilen der hier in Frage stehenden Größenordnung kaum mehr wirtschaftlich sein dürfte; eine Kombination aus Vorspannung und Betonstahlbewehrung ist zweifellos die zweckmäßigere Lösung.

Nachfolgend wird am Beispiel einer dicken Fundamentplatte die Lösung dieser Aufgabe diskutiert, wobei Betonstahlbewehrung sowie Vorspannung mit und ohne Verbund untersucht und hinsichtlich ihrer Kosten miteinander verglichen werden.

Die zutreffende Schnittgrößenermittlung in dicken Fundamentplatten ist unsicher, weil von mehreren schwer exakt bestimmbar Parametern abhängig: Zweifellos spielt hier der Abfluß der Hydratationswärme eine Rolle, ebenso das Schwinden; die hieraus entstehenden Verformungen werden durch Reibungskräfte in der Bodenfuge der Platte, ferner durch Liftschächte und Pumpensäumpfe behindert. Schließlich sind noch die Lastschnittgrößen zu berücksichtigen, die in der Regel zumindest teilweise als konzentrierte

Stützenlasten aufzunehmen sind; Wechselwirkungen zwischen Baugrund und Platte sind oft nur unter Anwendung der Theorie der elastisch eingebetteten Platte zu erfassen.

Werden Fundamentplatten vorgespannt, so ist eine der heikelsten Fragen die nach dem Anteil der Vorspannkräfte, die durch Reibung gegenüber dem Baugrund verzehrt werden. Es gibt verschiedene Modellvorstellungen für die Lösung dieser Frage; nachfolgend wird eine Modellvorstellung entwickelt, die eine dicke Fundamentplatte voraussetzt:

Bild 12 zeigt eine Modellvorstellung, die von einer elastischen Mitverformung des Baugrundes ausgeht.

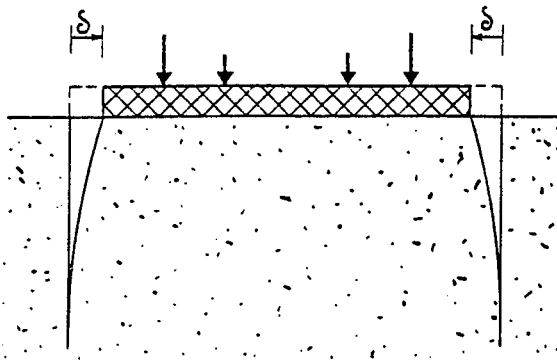


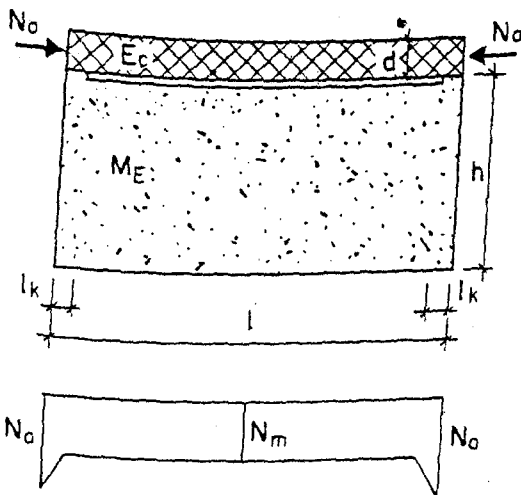
Bild 12: Modellvorstellung /39/

Da der Elastizitätsmodul des Baugrundes wesentlich niedriger ist als jener des Betons, kann aus obiger Modellvorstellung sofort vermutet werden, daß ein "Abwandern" von Normalkräften aus Vorspannung in den Baugrund verbunden mit entsprechenden Spannkraftverlusten unbedeutend bleiben dürfte.

Unter der Annahme, daß der Normalkraftverlust in der Krafteinleitungszone l_k vollständig über Reibung auf den Baugrund übergeht und sich im Zwischenbereich Betonplatte und Baugrund ohne horizontale Kraftübertragung gleichmäßig verkürzen, ergeben sich die in Bild 14 dargestellten Ergebnisse. Die mitwirkende Baugrundtiefe h bis zur unverschieblich bleibenden Schicht wurde mit $0,25 \cdot l$ bzw. $0,50 \cdot l$ eingeführt. Als weitere Annahmen gelten:

- Homogener isotroper Baugrund
- Querdehnungszahl des Baugrundes $\nu = 0,4$
- Krafteinleitungszone $l_k = 0,05 \cdot l$

Weitere Bezeichnungen sind aus Bild 13 zu entnehmen.



E_C = Elastizitätsmodul des Betons

M_E = Zusammendrückungsmodul des Baugrundes

l = Plattenlänge

d = Plattenstärke

$$\text{Normalkraftverlust } x(\%) = \frac{N_a - N_m}{N_a} \cdot 100$$

Bild 13: Normalkraftverluste (%)

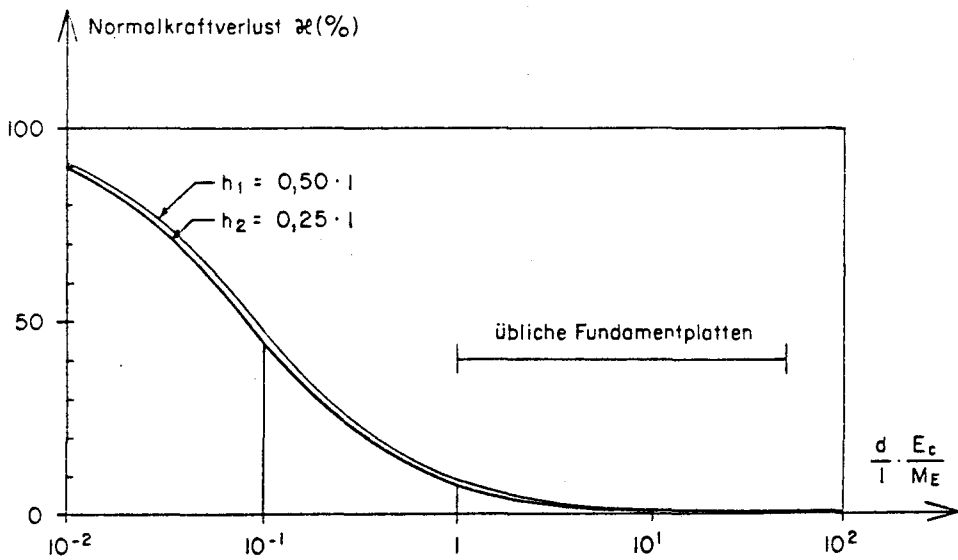


Bild 14: Normalkraftverluste (%)

Für übliche Plattenabmessungen mit $l/d < 150$ und normale Baugrundwerte bleiben die Normalkraftverluste unter 8 % und haben auf das Verhalten der Fundamentplatte einen praktisch vernachlässigbaren Einfluß /39/.

Insbesondere dann, wenn Fundamentplatten dieser Art im Grundwasser liegen, sollte der zentrische Anteil der Vorspannung nicht kleiner als 1,0 N/mm² gewählt werden. Eine Mindestbewehrung aus Betonstahl mit etwa $\varnothing 14$ in Abständen von 20 cm je Richtung und Seite sollte nicht unterschritten werden; bei dickeren Platten wäre je Richtung und Seite etwa 0,1 % Betonstahlbewehrung, bezogen auf den Betonquerschnitt, einzulegen.

Bild 15 zeigt die erforderlichen Stahlmengen pro m^2 Plattenfläche, - d. h. also die Summe der nahe der Plattenober- bzw. Unterseite liegenden Bewehrungen; es wurde eine Fundamentplatte konstanter Dicke zugrunde gelegt und lediglich jener Bewehrungsaufwand ermittelt, der zur Abdeckung der vorbeschriebenen Eigen- und Zwängungsspannungen aus abfließender Hydratationswärme, Schwinden und Temperaturgradient benötigt wird /40/

Bild 16 zeigt demgegenüber einen Vergleich der Stahlkosten in DM je m^2 Plattenfläche; der Kostenaufwand bei Vorspannung ohne Verbund ist etwas geringer als bei Vorspannung mit Verbund; allerdings ist nicht zu verkennen, daß die Kosten für eine nur schlaff bewehrte Fundamentplatte dieser Art in der gleichen Größenordnung liegen wie bei Vorspannung ohne Verbund. Der Preisvorteil der Vorspannung ohne Verbund wird gesteigert, wenn große Spanngliedlängen und Spannglieder mit hoher Spannkraft zur Anwendung kommen. Der Streubereich entsteht durch Berücksichtigung unterschiedlicher Spannstadlkosten in Abhängigkeit von der Spanngliedlänge und den Kosten für Verankerungen und Spannarbeiten.

Treten nun zusätzlich auch Lastschnittgrößen auf - was ja der Regelfall ist - wird bereichsweise eine ausmittige Führung der Spannglieder zu wählen sein; die Höhe des Vorspanngrades wird so abzustimmen sein, daß die zusätzlich anzuordnende Betonstahlbewehrung in etwa der Mindestbewehrung nach DIN 4227 entspricht.

Dies führt zu einem Vorspanngrad von etwa 0,85. Zum Vergleich wurde auch ein Vorspanngrad von rund 0,45 untersucht, bei welchem naturgemäß geringere Spannstahlmengen, dafür aber größere Betonstahlquerschnitte benötigt werden. Der Vorspanngrad wurde hierbei nach DIN 4227 Teil 2, "Teilweise Vorspannung" definiert. Hinsichtlich der Höhe der Lastschnittgrößen wurde vorausgesetzt, daß die betrachteten Fundamentplatten noch in Zustand I verbleiben, sofern nur die rechnerischen Gebrauchsschnittgrößen einwirken.

Die folgende Tabelle zeigt die erforderlichen Stahlmengen in cm^2/m , bezogen auf 1 m^2 Plattenfläche insgesamt. Die Zahlenwerte lassen deutlich werden, daß bei niedrigem Vorspanngrad eine jeweils deutlich höhere Menge von Betonstahl einzubauen ist /40/.

d (m)	0,80	1,50	3,00	6,00
A_s (cm ² /m)	20,9	39,3	78,6	157,2

Stahlmengen bei nur schlaffer Betonstahl-Bewehrung

d (m)	0,80	1,50	3,00	6,00
$\kappa = 0,84$ erf A_s	2,8	3,5	3,5	3,5
erf A_z	8,75	14,8	38,0	54,0
$\kappa = 0,43$ erf A_s	12,0	19,0	28,0	54,7
erf A_z	4,48	7,60	14,40	28,00

Stahlmengen bei Vorspannung mit Verbund
(κ = Vorspanngrad nach DIN 4227, Teil 2)

d (m)	0,80	1,50	3,00	6,00
$\kappa = 0,86$ erf A_s	3,3	7,8	16,1	32,2
erf A_z^*	6,9	11,6	22,0	43,1
$\kappa = 0,50$ erf A_s	14,5	25,0	43,3	85,6
erf A_z^*	4,0	6,7	12,8	25,0

Stahlmengen bei Vorspannung ohne Verbund
(κ = Vorspanngrad nach DIN 4227, Teil 2)

Tabelle 3: Stahlmengenvergleich für Fundamentplatten mit 0,8 bis 6,0 m Dicke /40/.

Die Bilder 17 und 18 geben eine Kostenuntersuchung wieder, wobei Bild 17 für Vorspannung mit Verbund, Bild 18 für Vorspannung ohne Verbund gilt. Zum Vergleich sind in beiden Bildern auch die Kosten bei nur schlaffer Betonstahlbewehrung eingetragen. Der Streubereich ergibt sich auch hier aus den bei kurzen Spanngliedern erhöhtem Aufwand für Verankerungskonstruktion und Spannarbeiten. Lange Glieder führen naturgemäß zu den geringsten Kosten /40/.

Bild 17 zeigt ferner, daß bei Vorspannung mit Verbund die preisgünstigsten Lösungen unabhängig vom Vorspanngrad erreicht werden können. Demgegenüber läßt Bild 18 erkennen, daß bei Vorspannung ohne Verbund die preisgünstigsten Lösungen mit dem höheren Vorspanngrad erzielt werden. Allerdings bleibt der Unterschied zum niedrigeren Vorspanngrad offensichtlich gering. Insgesamt gesehen ergibt sich bei dieser Untersuchung kein deutlicher Preisvorteil für Vorspannung ohne Verbund.

Die Bilder 15 - 18 zeigen mit zunehmender Plattendicke einen annähernd linearen Anstieg der erforderlichen Stahlmengen und entsprechend auch der Stahlkosten. Dies ist nicht verwunderlich, weil von einer gleichmäßigen Beanspruchung bzw. Ausnutzung der Platte (Einhaltung des ungerissenen Zustandes) ausgegangen wurde. Der Kostenvergleich zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund wird deutlich, wenn ein konkretes Bauteil der Untersuchung zugrunde gelegt wird.

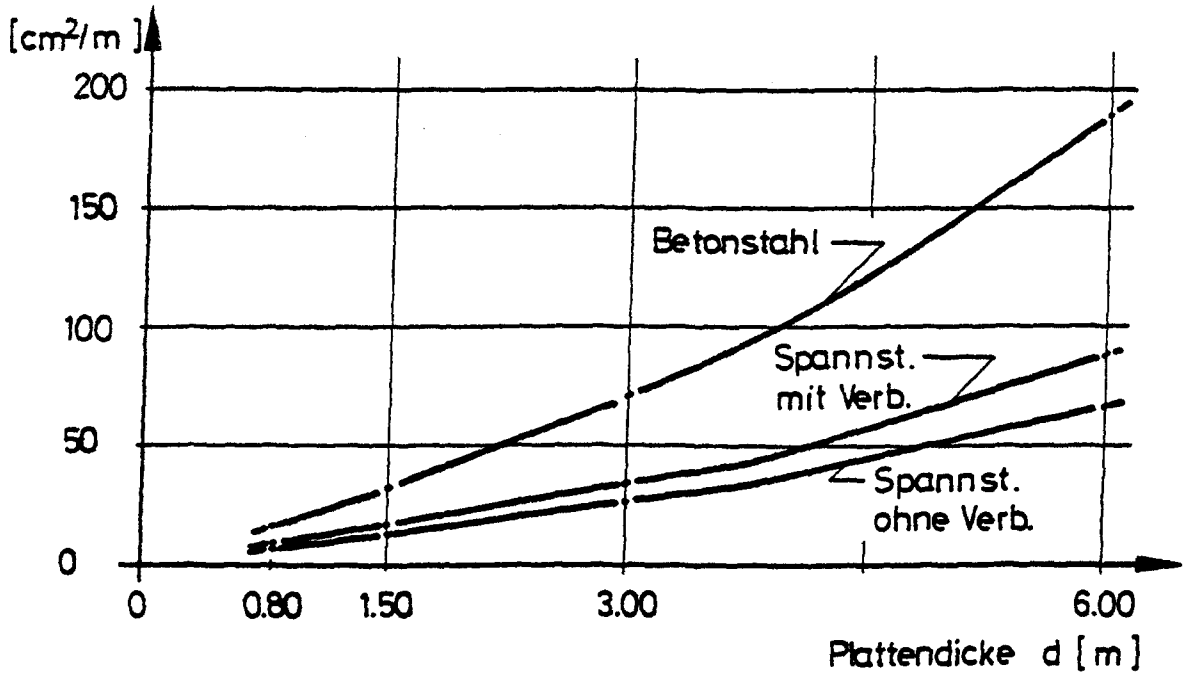


Bild 15: Stahlbedarf

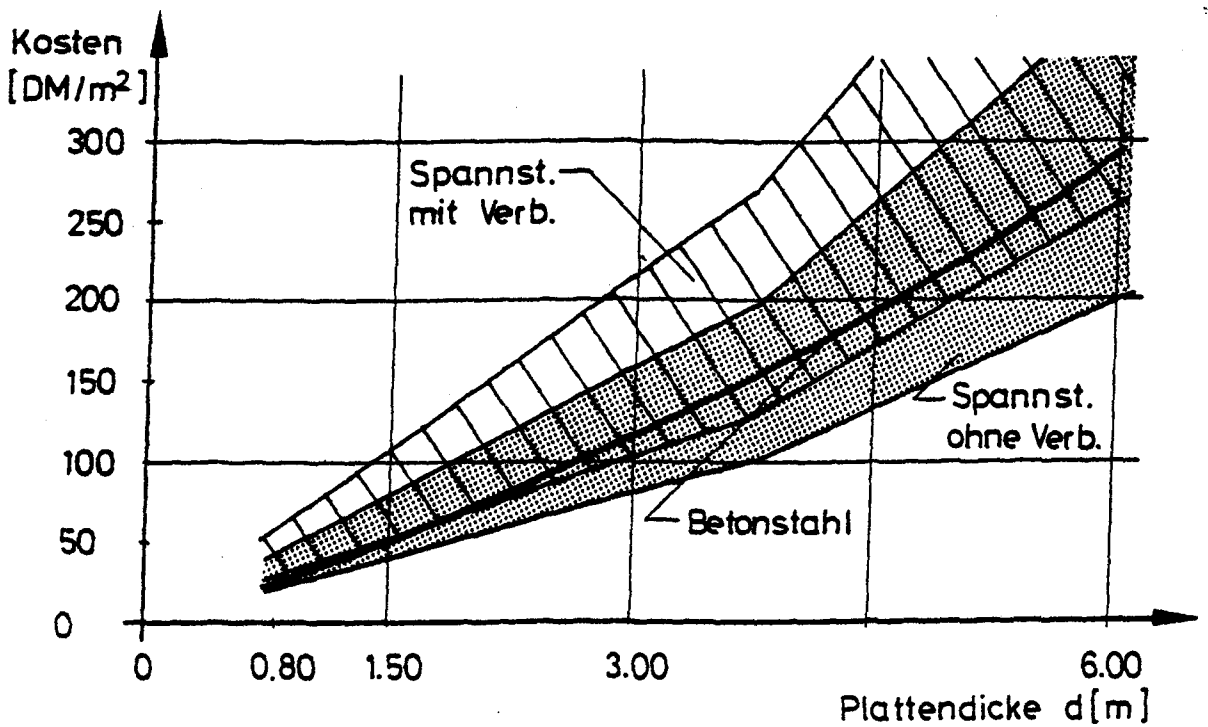


Bild 16: Stahlkosten

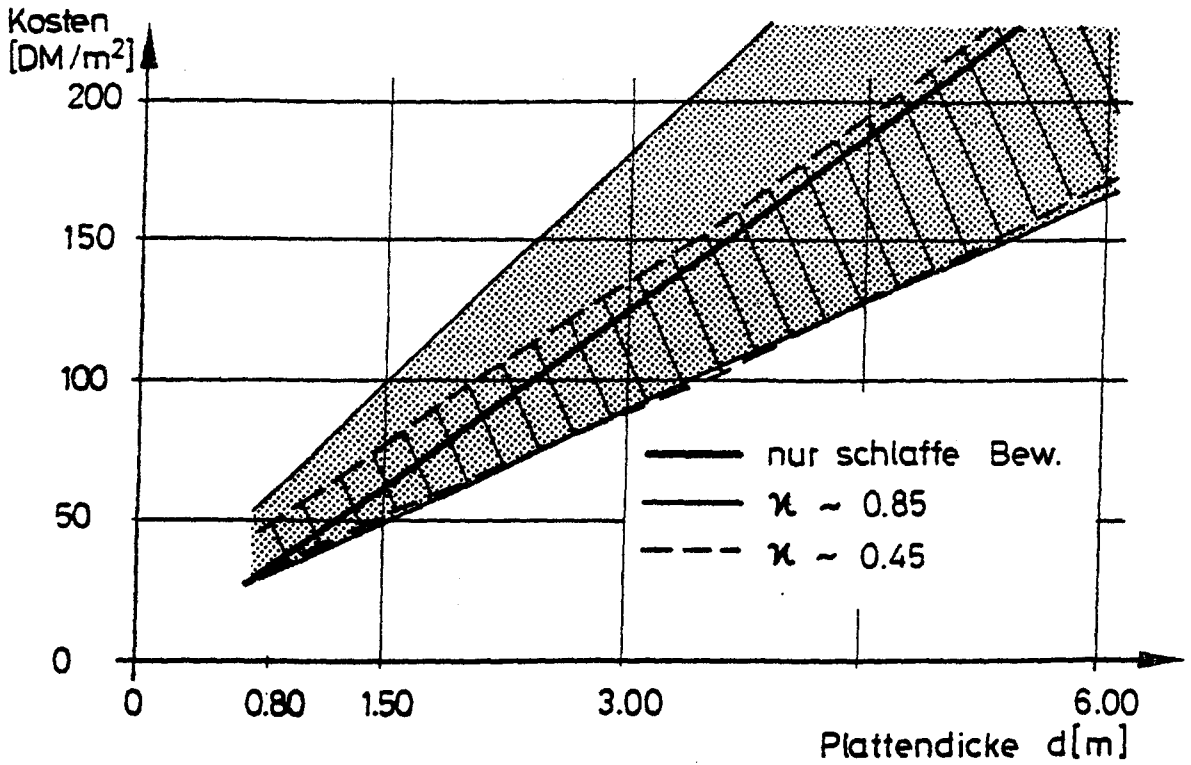


Bild 17: Stahlkosten V. mit Verbund

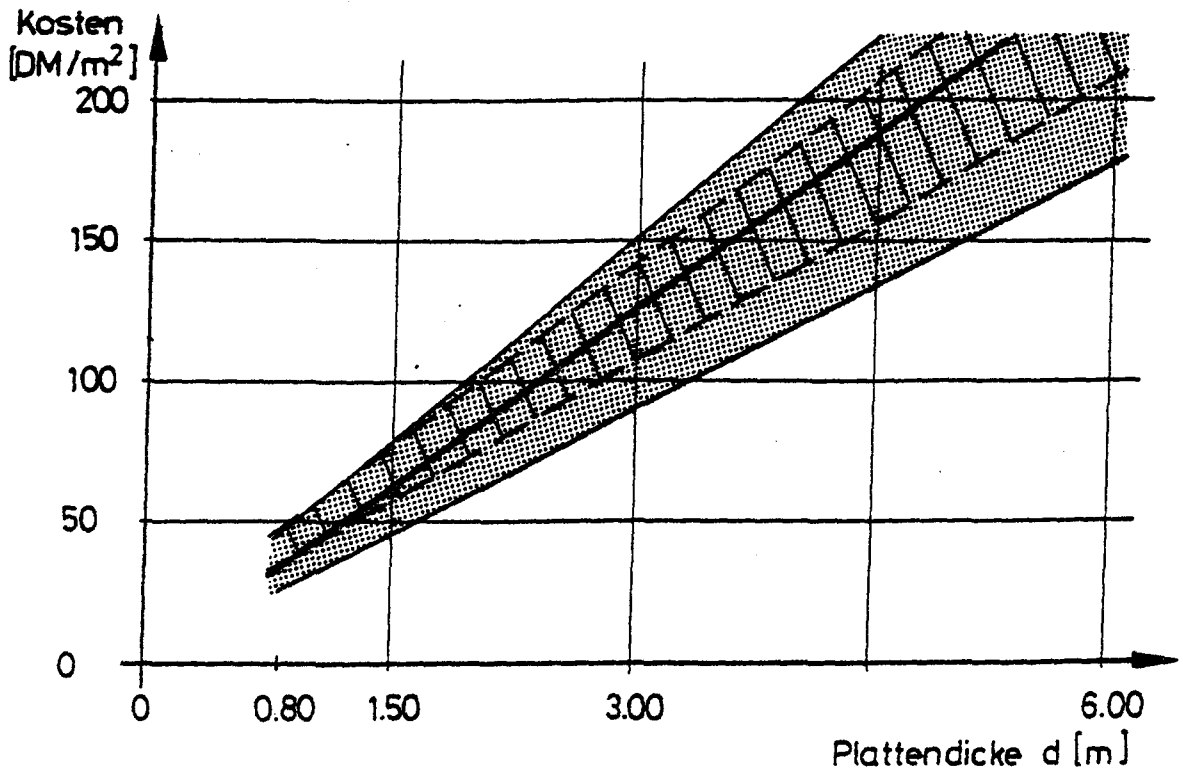


Bild 18: Stahlkosten V. ohne Verbund

Als Vergleichsbeispiel wurde die Sohlplatte eines Wasserbehälters für Vorspannung mit und ohne Verbund unter der Annahme mittiger Spanngliedführung, aber unterschiedlichen Vorspanngraden, untersucht (Bild 19). Für den Bruch-sicherheitsnachweis wurde bei Vorspannung ohne Verbund ein Spannungszuwachs in den Spanngliedern vernachlässigt. Der Aufwand an Betonstahlbewehrung wurde durch den Nachweis der Riß-breitenbeschränkung bestimmt. Unter diesen Voraussetzungen hing die Wirtschaftlichkeit bezüglich der Herstellungskosten im wesentlichen von den Spannstahlkosten ab, was bei einer zentrischen Vorspannung von mehr als etwa $0,6 \text{ MN/m}^2$ zu einem geringen Preisvorteil für die Ausführung mit Vorspannung ohne Verbund führte (Bild 20). Der Kostenaufwand für die zusätzliche Betonstahlbewehrung ist ebenfalls in Bild 20 zu erkennen.

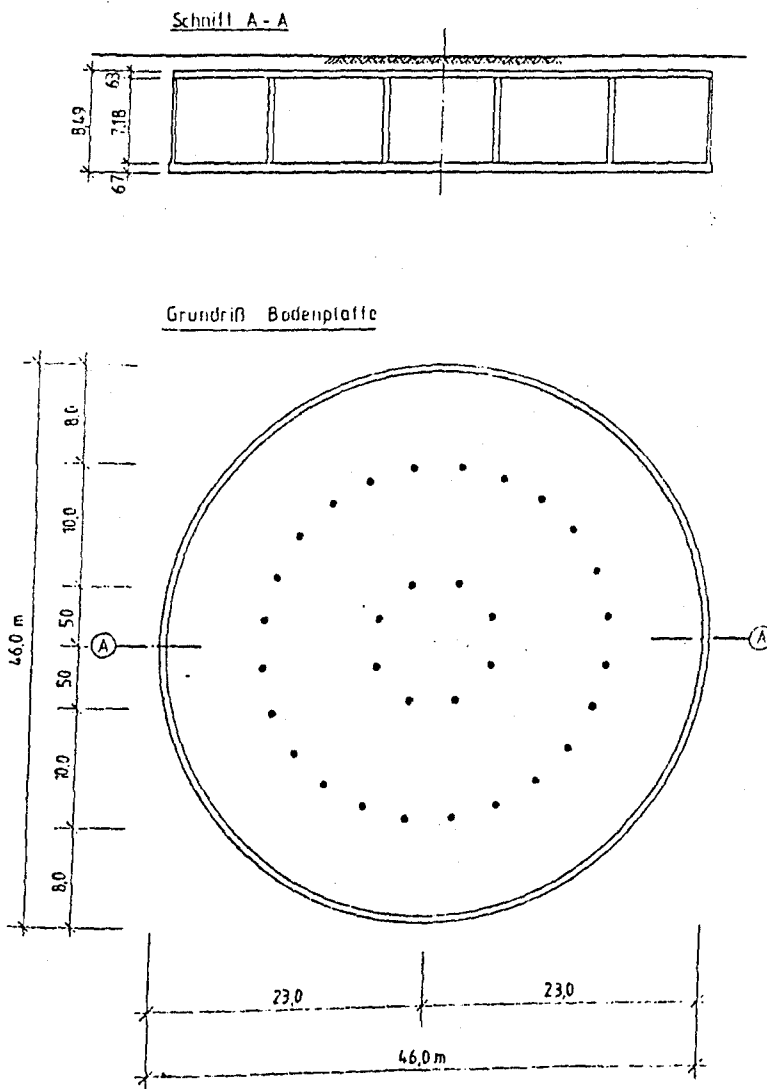


Bild 19: Wasserbehälter /27/.

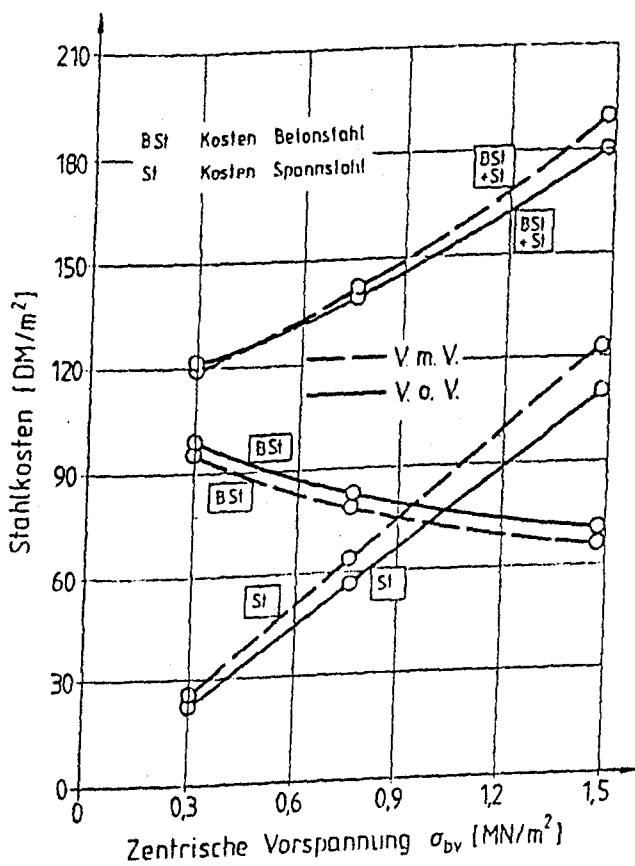


Bild 20: Kostenvergleich /27/.

Sicherlich wird eine wirtschaftliche Bauausführung bei massigen Bauteilen nur mit vergleichsweise niedrigen zentrischen Vorspanngraden erreichbar sein. Deutliche Preisvorteile werden sich für Vorspannung ohne Verbund dann ergeben, wenn teilweise Vorspannung zur Ausführung kommt. Hier hat das Spannglied mit Vorspannung ohne Verbund deutliche Vorteile aufzuweisen, weil es unempfindlich gegenüber zu erwartenden Rißbildungen ist und darüber hinaus mit geringeren Betonüberdeckungen ausgeführt werden darf. Allerdings wird stets eine zusätzliche Betonstahlbewehrung einzubauen sein, die jedoch bei teilweiser Vorspannung auf den Bruchsicherheitsnachweis angerechnet werden darf.

5.2 Silobauwerke

Behälter und Silos dienen der Speicherung und Lagerung von Flüssigkeiten oder Schüttgütern verschiedenster Art, wobei je nach Zweckbestimmung unterschiedliche Tragfähigkeits- und Dichtigkeitsanforderungen gestellt werden. Die Ausführung kreisförmiger Silos oder Behälter in Stahlbetonbauweise ist dann, wenn Dichtigkeit (Rissefreiheit) gefordert wird, stets problematisch, weil Risse meist durch die Silowand hindurchgehen und die Dichtigkeit aufheben. Rißbildungen sind ja nicht nur die Folge der Ringzugkräfte aus Füllgutdruck, sondern werden auch durch Temperaturdifferenzen zwischen innerer und äußerer Silowand hervorgerufen. Eine die Dichtigkeit u. U. noch sichernde Biegedruckzone fehlt. Die bei Stahlbetonausführungen erforderlichen Übergreifungsstöße der Ringbewehrung fordern besondere Aufmerksamkeit und Überwachung während der Bauausführung, da von ihrer Wirksamkeit die Tragfähigkeit des Bauwerks abhängt; dies ist bei Gleit- oder Kletterschalungsbauten mit Nachschichtbetrieb besonders bedeutungsvoll.

Es liegt nahe, diese Nachteile durch Einsatz der Vorspannung zu wesentlichen Teilen auszuräumen; allerdings ist hierfür die Vorspannung mit Verbund nur bedingt von Vorteil, weil die beträchtlichen Spannkraftverluste infolge Reibung bei geringen Krümmungsradien dieses Bauverfahren unwirtschaftlich erscheinen läßt. Es müssen ferner im Regelfall mehrere sog. Lisenen angeordnet werden, um die Spannglieder abschnittsweise spannen zu können. Die einzelnen Abschnitte reichen stets nur über Teile des Umfangs. Diese Ausführungsschwierigkeiten können umgangen werden durch Einsatz spe-

zieller Spannverfahren, bei welchen der Spanndraht unter Benutzung besonderer Vorrichtungen außen um den Behälter herumgewickelt wird und zugleich die geforderte Vorspannung erhält. Problematisch erscheint bei dieser Bauart der Umstand, daß der Korrosionsschutz dieser Spanndrähte durch Spritzbeton sichergestellt werden muß, der nachträglich auf das Bauwerk aufzubringen ist.

Gegenüber diesen Möglichkeiten bietet die Vorspannung ohne Verbund beträchtliche Vorteile: Die dauerkorrosionsgeschützten Litzenspannglieder zeigen einen wesentlich geringeren Reibungsbeiwert als Spannglieder in Hüllrohren, bestimmt für nachträglichen Verbund, sie sind auch bei kleinen Siloradien noch leicht einbaubar und benötigen allenfalls eine Lisenefür Spannen und Verankerung. Die Dauerhaftigkeit dieser Lösung ist auch bei korrosionsfördernden Angriffen eindeutig gegeben und dem Wickelverfahren mit Spritzbetonschutz überlegen.

Um Vergleichsmöglichkeiten der Stahlkosten zwischen Ausführungen nur mit Betonstahlbewehrung, mit Vorspannung mit Verbund und schließlich mit Vorspannung ohne Verbund zu erhalten, wurde ein Kreiszellensilo mit einem Durchmesser von 10,0 m bei einer Höhe von 60,0 m untersucht, für dessen Füllung beliebige Getreidearten einschließlich schwer fließender Güter, wie beispielsweise Soja-schrot, vorgesehen wurden /27/. Für die Ausführung mit Vorspannung mit Verbund wurden 4 Lisenen angeordnet; die Vorspannung erfolgte

nur in Ringrichtung, es kamen Monolitzen $\varnothing 0,6$ " zur Anwendung (Stahlgüte St 1570/1770). Die zusätzlich erforderliche Betonstahlbewehrung wurde jeweils nach DIN 4227 ermittelt.

Bild 21 zeigt die unter diesen Vorgaben ermittelten Stahlkosten je m^3 Beton in Abhängigkeit vom Vorspanngrad $\alpha \cdot V_0$, der hier so definiert ist, daß $\alpha = 1,0$ volle Vorspannung für Gebrauchslasten bedeutet.

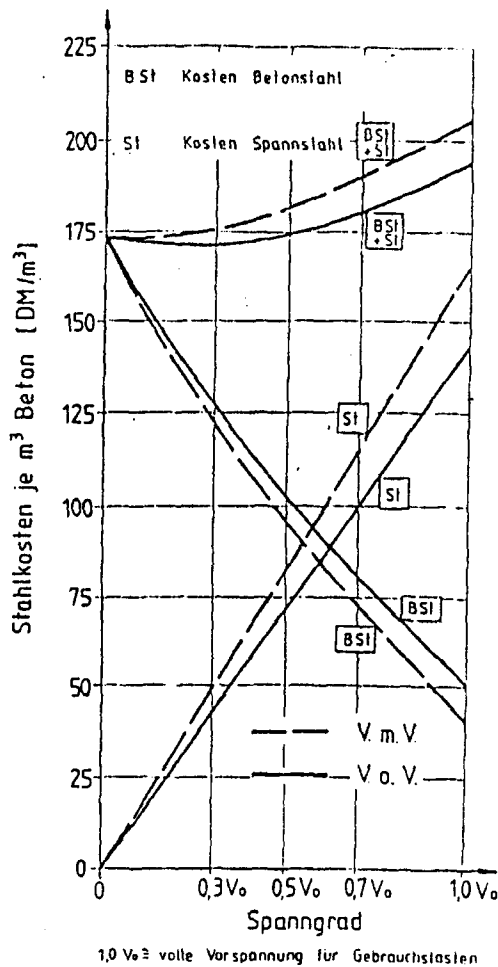


Bild 21: Stahlkosten je m³ Beton für eine Kreis-Silozelle ($\varnothing = 10,0$ m, H = 60,0 m, d = 22 cm)

Zunächst fällt auf, daß die Ausführung dieses Silos als reines Stahlbetonbauwerk durchaus mit den vorgespannten Ausführungsarten konkurrieren kann; nur die Vorspannung ohne Verbund weist bei sehr geringen Vorspanngraden etwas geringere Kosten auf. Vorspannung mit Verbund erweist sich stets teurer als die Stahlbetonlösung. Bemerkenswert ist die drastische Abnahme des Betonstahlbedarfs bei ansteigendem Vorspanngrad.

Die wirtschaftlichste Lösung scheint bei einem Vorspanngrad von etwa 50 % und Anwendung der Vorspannung ohne Verbund zu liegen; die Herstellungskosten der Stahlbetonlösung werden nicht überschritten, wobei allerdings unberücksichtigt bleibt, daß die Vorspannung zusammen mit der eingebauten Betonstahlbewehrung eine Bauwerksqualität sichert, die weit höher ist als jene der reinen Stahlbetonlösung. Insbesondere ist hier der Gesichtspunkt der Dauerhaftigkeit und Rissefreiheit als besonderer Vorzug anzuführen. Auch die Bauausführung ist bei Anwendung flexibler Litzenspannglieder mit Dauerkorrosionsschutz erheblich vereinfacht, sowohl hinsichtlich der Bewehrungseinbauarbeiten als auch der Bauüberwachung.

5.3 Startbahnen und Flugpisten

Die Entwicklung der Luftfahrt führte zu immer höheren Flugzeuggewichten und höheren Lastfrequenzen; an das Tragvermögen der Startbahnen und Pisten wurden zunehmend höhere Anforderungen gestellt. Die Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen ist jedoch bis heute durch Unsicherheiten hinsichtlich wichtiger Grundannahmen über Bodenreibung und elastische Bettung solcher Platten gekennzeichnet. Es liegt unter solchen Umständen nahe, zur Verbesserung des Tragverhaltens und der Dauerhaftigkeit auch die Vorspannung einzusetzen.

Seit 1960 wurden in Deutschland mehrere Flugplätze neu erstellt oder erweitert, wobei wiederholt auch Spannbeton für Startbahnen oder Pisten/Rollbahnen eingesetzt wurde. Allerdings kam überwiegend Vorspannung mit nachträglichem Verbund zur Anwendung.

In Frankreich war eine andere Entwicklung zu beobachten: Dort hat man die Betonplatten der Startbahnen unter Zuhilfenahme besonderer Pressen gegen Endwiderlager vorgespannt. Die Erfahrungen waren nicht allzu gut, da die eingeleiteten Pressenkräfte durch Kriechverformungen des Betons rasch relaxieren und zumindest in den ersten Jahren wiederholtes Nachpressen erforderlich wurde. Außerdem zeigten sich an den Arbeitsfugen Aufwölbungen, die mit der Druckübertragung in dieser Fuge, aber auch mit dem Verformungsverhalten von elastisch gebetteten Platten zusammenhängen dürften.

Der Einsatz der Vorspannung ohne Verbund könnte bei Verwendung dauerkorrosionsgeschützter Spannlitzen zu wirtschaftlichen Vorteilen führen; um zu einem Vergleich zu kommen zwischen Vorspannung ohne und mit nachträglichem Verbund wurde ein Vergleichsbeispiel durchgerechnet: Es wurde ein längs- und quervorgespannter Startbahnabschnitt mit den Abmessungen von 24 x 120 m bei einer Dicke von 16 cm zugrunde gelegt; es wurde eine größte Radlast von 390 kN und ein Temperaturunterschied von $\Delta t = \pm 30^\circ \text{ K}$ angenommen. Als Baustoffe wurden Beton B 45, Betonstahl BSt 420/500 und Spannstahl St 1570/1770 gewählt /27/.

Die Bemessung erfolgte nach DIN 4227; der Spannstahlspannungszuwachs beim Nachweis der Bruch-sicherheit bei Vorspannung ohne Verbund wurde vernachlässigt.

Eine Untersuchung nach den einschlägigen Vorschriften auf der Grundlage üblicher Rechenannahmen zeigte, daß eine zentrische Vorspannung des Betons $\sigma_R \approx 1,16 \text{ MN/m}^2$ notwendig ist, um die Bodenreibung aufzuheben. Um die aus dem Temperaturunterschied von $\Delta t = \pm 30^\circ \text{ K}$ resultierenden Biegezugspannungen durch zentrische Vorspannung aufzuheben, ergab sich eine erforderliche Betondruckspannung von $\sigma_{\Delta t} \approx 4,4 \text{ MN/m}^2$. Praktische Ausführungen solcher Starbahnen zeigten demgegenüber zentrische Vorspannungen des Betons zwischen 1,0 bis 2,5 MN/m^2 .

Die Vergleichsrechnung ergab, daß mit zunehmender zentrischer Vorspannung bei Vorspannung ohne Verbund ein Mehrbedarf an Betonstahl auftritt im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund.

Allerdings liegt dieser Mehrbedarf nur in der Größenordnung von etwa 10 %. Ein relatives Kostenminimum bei Ausführung mit Vorspannung ohne Verbund ergab sich bei einer zentrischen Vorspannung von $\sigma_{bv} = 1,3 \text{ MN/m}^2$, also einem Wert, der nur wenig über demjenigen liegt, der zur Aufhebung der Beanspruchung infolge Bodenreibung erforderlich ist. Die Herstellungskosten der Startbahnfläche mit Vorspannung ohne Verbund lagen geringfügig über denjenigen bei Vorspannung mit Verbund, wobei aber die im Laufe der Gebrauchsdauer anfallenden Unterhaltungskosten nicht in Ansatz gebracht wurden. Diese hätten sich bei einer Ausführung mit Vorspannung ohne Verbund sicherlich günstiger gestaltet als bei Vorspannung mit Verbund.

Angesichts der Ausführungsschwierigkeiten, die Vorspannung mit Verbund im Zusammenhang mit dem Verpressen der Hüllrohre aufweist, scheint die Vorspannung ohne Verbund beim Bau von Startbahnen und vergleichbaren Betonpisten auf elastischer Bettung noch bisher ungenützte Möglichkeiten eines wirtschaftlichen Einsatzes zu besitzen. Der geringfügig höhere Bewehrungsaufwand an Betonstahl gegenüber Vorspannung mit Verbund ist hinzunehmen, da er zusammen mit den dauerkorrosionsgeschützten Spanngliedern zu einer erhöhten Dauerhaftigkeit des Bauwerks beiträgt; auch Bauteile dieser Aufgabenstellung werden im Winter mit Tausalzen behandelt!

5.4 Fahrbahnplatten von Brückenüberbauten

Die Fahrbahnplatten von Massivbrücken sind durch die Verwendung von Tausalzen stark erhöhten korrosionsfördernden Einflüssen ausgesetzt. Fahrbahnbelag und Isolierung können erfahrungsgemäß auch bei sorgfältigster Ausführung die Betonplatte nicht dauerhaft gegen korrosive Angriffe schützen. Hierdurch werden insbesondere die Querspannglieder wegen ihrer vergleichsweise geringen Betonüberdeckung betroffen. Korrosionsschäden sind wegen der bereichsweise sehr dichten Betonstahlbewehrung kaum zu beheben. Der Einsatz der Vorspannung ohne Verbund bietet sich hier an, da bei Versagen der Fahrbahn-Isolierung diese Spannglieder dem unmittelbaren Korrosionsangriff widerstehen können. Die Kürze dieser Querspannglieder und das einfache Tragsystem einer Fahrbahnplatte in Querrichtung führt auch bei Vorspannung ohne Verbund zu vergleichsweise einfachen Berechnungs- und Bemessungswegen. Die über mehrere Felder hinweg gekrümmt geführten Spannglieder des Haupttragsystems wären bei Ausführung in Vorspannung ohne Verbund demgegenüber vorläufig noch etwas problematisch, auch im Hinblick auf mögliche Schäden durch Gleitreibung der Spanndrähte im Umlenkbereich über den Zwischenstützen.

Der Verzicht auf die Quervorspannung zur Vermeidung von Korrosionsschäden an den Querspanngliedern ist kein Ausweg. Die Kombination einer schlaff bewehrten Fahrbahnplatte mit vorgespannten Hauptträgern ist nicht überzeugend, weil die Stahlbetontrag-

werksteile schon unter Gebrauchslasten Risse zeigen können - die außerdem in Richtung der Spannglieder des Haupttragsystems verlaufen -, während dies bei den Spannbetonteilen nicht zu erwarten ist. Aus diesen Gründen ist derzeit die Quervorspannung von Fahrbahnplatten üblich.

Gebräuchlich ist ferner die Anwendung der beschränkten Vorspannung; dies bedeutet einen vergleichsweise hohen Aufwand an Spanngliedern bei gelegentlich nur sehr schwacher zusätzlicher Betonstahlbewehrung. Bei unvorhergesehenen Überlastungen können hieraus unangenehme Rißschäden entstehen. Aus diesen Gründen wird zur Zeit erwogen, bei Fahrbahnplatten die teilweise Vorspannung ohne Verbund anzuwenden, da hierbei eine höhere Betonstahlbewehrung planmäßig zur Erzielung der rechnerischen Bruch-sicherheit erforderlich ist und eine weitaus höhere Dauerhaftigkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber korrosiven Angriffen der Spannglieder vorliegt. Der Einsatz werkmäßig dauerkorrosionsgeschützter Spannglieder im Massivbrückenbau ist auch insoweit von Vorteil, als keine Probleme bei der Lagerung der Spannglieder auf der Baustelle auftreten und alle Arbeiten an den Spanngliedern ohne Rücksicht auf klimatische Bedingungen durchgeführt werden können.

Um zu Vergleichswerten zu kommen, wurde eine übliche Straßenbrücke mit 2-stegigem Plattenbalkenquerschnitt der Brückenklasse 60, ausgebildet als zweistegiger Plattenbalken, über drei Felder durchlaufend, mit Stützweiten von 26,5 - 53,0 - 26,5 m nachgerechnet. Hierbei wurden die Herstellungskosten der Fahrbahnplatte

für Vorspannung mit Verbund und ohne Verbund unter Variierung des Vorspanngrades erfaßt. Es wurde von beschränkter Vorspannung nach DIN 4227 Teil 1 ausgegangen; der Vorspanngrad $1,0 \cdot V_0$ bedeutet hier die volle Einhaltung der für beschränkte Vorspannung vorgegebenen Spannungsgrenzwerte. Die Plattendicke schwankt zwischen 28 und 35 cm. Die lichte Weite der Fahrbahnplatte zwischen den beiden Steginnenseiten beträgt nicht ganz 6,0 m, die Kragweite 2,0 m. Baustoffe: Beton B 35, Betonstahl BSt 420/500; Spannstahl bei Vorspannung mit Verbund St 1080/1230, \varnothing 26; bei Vorspannung ohne Verbund St 1570/1770, \varnothing 0,6".

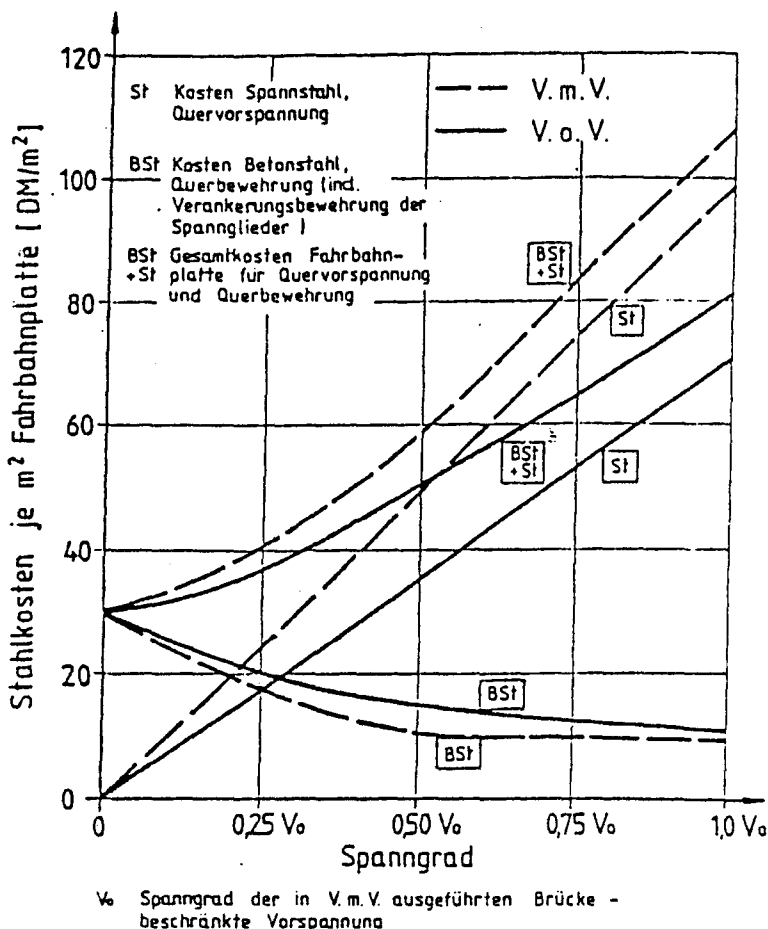


Bild 22: Stahlkosten je m² Fahrbahnplatte einer Plattenbalkenbrücke nach /27/

Bild 22 zeigt die wichtigsten Ergebnisse dieser Vergleichsrechnung. Einleitend ist zu bemerken, daß erst oberhalb eines Vorspanngrades von etwa $0,5 V_0$ nurmehr die Mindestbewehrung an Betonstahl einzulegen war. Bild 22 zeigt, daß - wie zu erwarten - die nur in Stahlbeton ausgeführte Brückenfahrbahnplatte die wirtschaftlichste Lösung darstellt. Die Baukosten bei Vorspannung ohne Verbund sind jedoch stets niedriger als diejenigen bei Vorspannung mit Verbund; allerdings bleiben die Unterschiede vergleichsweise gering. Im Hinblick auf eine weithin sichere und problemlose Bauausführung zeigt sich die Vorspannung ohne Verbund jener mit Verbund deutlich überlegen bei sicherlich erheblich verbesserter Dauerhaftigkeit.

Wenngleich hier die Ausführung als Stahlbetonbauteil die geringsten Kosten fordert, wird man dennoch in der Praxis zur Quervorspannung der Fahrbahnplatte greifen, weil es wohl keine überzeugende Lösung darstellt, wenn nicht die Längsspannglieder im Bereich negativer Hauptmomente in einem Stahlbetonbauteil verlaufen, daß u. U. Risse in der Richtung der Längsglieder aufweist.

5.5 Flachdecken

Flachdecken bieten im Industrie- und Hochbau eine Vielfalt von Vorteilen, weil sie durch ihre ebene Untersicht der Führung von Be- und Entsorgungsanlagen keine Hindernisse in den Weg legen und sich durch einfache Bauausführung auszeichnen. Die konzentrierte Beanspruchung einer Flachdecke im Stützenbereich stellt jedoch eine unangenehme Erscheinung dar, die zu konstruktiven Sonderüberlegungen zwingt. Besondere Nachweise gegenüber der Durchstanzgefahr sind erforderlich. Für Flachdecken in Stahlbetonausführung wurden verschiedene, hinsichtlich der Bauausführung in der Regel unbequeme Maßnahmen empfohlen, wie z.B. sog. Stahlpilze oder Schubbewehrungskörbe. Durch die Vorspannung von Flachdecken ergeben sich demgegenüber wichtige Vorteile und Vereinfachungen:

- Die Decken werden schlanker und im Hinblick auf das Gesamtgebäude wirtschaftlicher, da die Gründungstiefe herabgesetzt wird.
- Gegenüber Stahlbetonausführungen zeigen vorgespannte Flachdecken wesentlich geringere Durchbiegungen, insbesondere deswegen, weil die Kriechverformungen unter ständigen Lasten reduziert werden. Dies ist im Hinblick auf die Vermeidung von Rissen in sekundären Bauteilen wie etwa nicht tragenden Zwischenwänden, die auf die Flachdecke gestellt werden, von besonderer Bedeutung.
- Die vorgespannte Flachdecke zeigt geringere Rißbildungen und ist damit dauerhafter als Vergleichskonstruktionen in Stahlbeton.
- Deutliche Verminderung der Durchstanzbeanspruchung infolge der entlastenden Wirkung der Spannkabel im sog. Stützstreifen.

Bild 23 zeigt die möglichen Einsparungen an Deckendicke bei Anwendung der Vorspannung für Flach- und Pilzdecken.

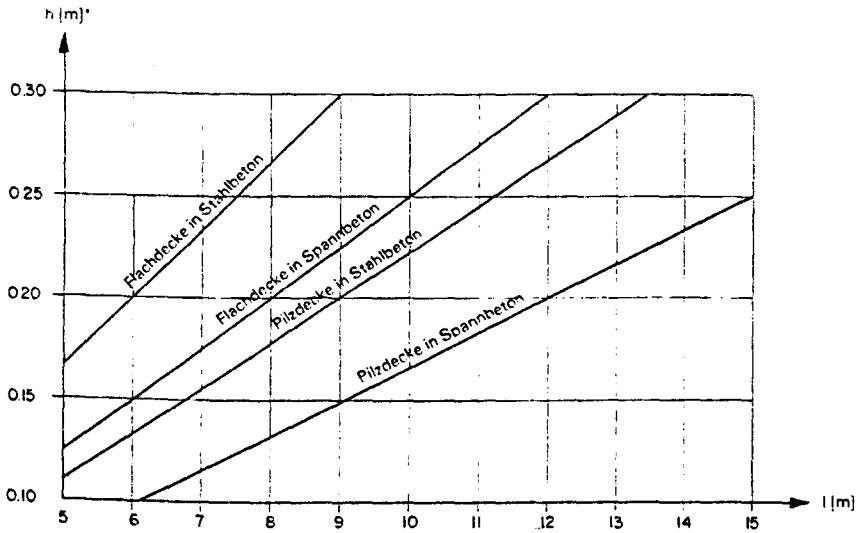


Bild 23: Deckenstärken in Abhängigkeit der Spannweiten (empfohlene Grenzschlankheiten) /37/

Eine wichtige konstruktiv und wirtschaftlich bedeutsame Frage ist die Verteilung der Spannkabel über den Deckengrundriß; Bild 24 zeigt einige Möglichkeiten. Als besonders wirtschaftlich hat sich die Konzentrierung der Spannglieder in den Stützstreifen - Lösung d - erwiesen. In diesem Falle wirken die nach abwärts gerichteten Umlenkkräfte der Spannglieder ausschließlich im Bereich des Durchstanzkörpers; sie werden also direkt auf die Stützen abgetragen, ohne die Durchstanzbeanspruchung der Decke zu beeinflussen. Auf die Decke selbst wirken aus Vorspannung nur entlastende, nach oben gerichtete Umlenkkräfte, die also den äußeren Lasten entgegengerichtet sind. In der gesamten Decke entsteht eine Verminderung der Biegebeanspruchung - auch dort, wo keine Vorspannkabel verlaufen. Naturgemäß könnte die Anordnung zusätzlicher Spannkabel im Feldbereich in beiden Richtungen - etwa nach Vorschlag c in Bild 24 - zu noch weiteren Verminderungen der Biegemomente

führen. Es hat sich aber gezeigt, daß es wirtschaftlicher ist, auf solche Feldspannglieder zu verzichten und dafür eine Betonstahlbewehrung anzuordnen, die ohnedies aus Gründen der Rissesicherung im Regelfalle vorgeschrieben ist.

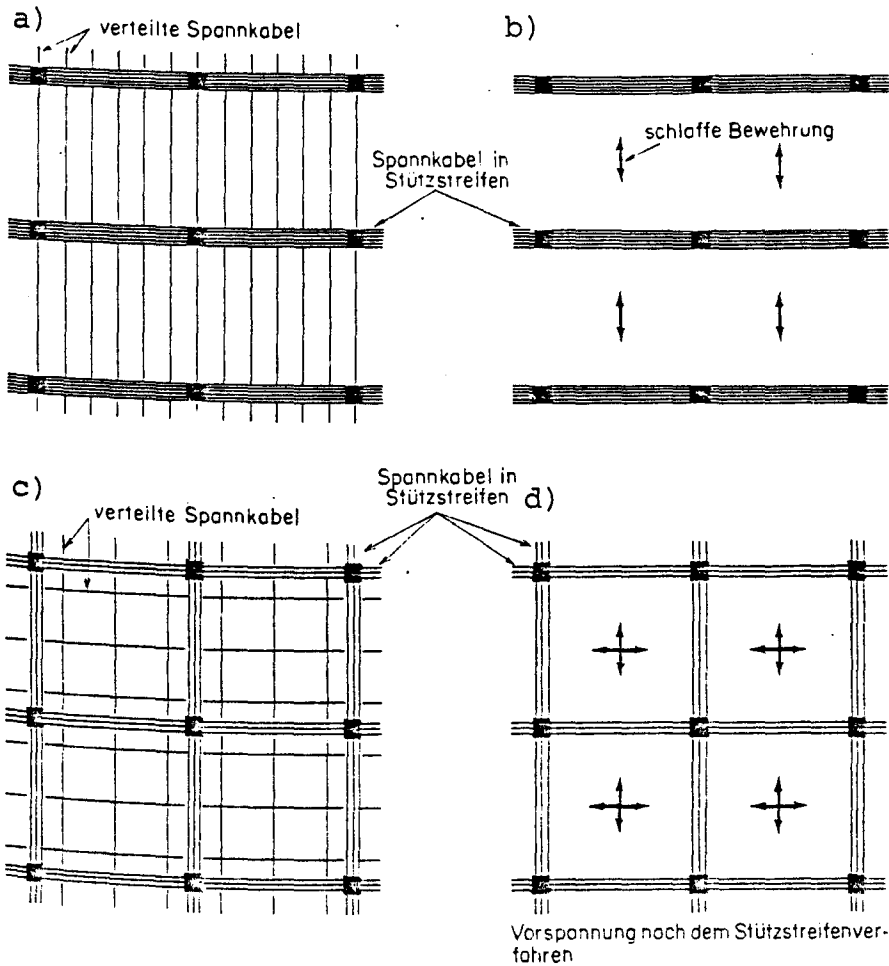


Bild 24: Mögliche Spannkabelanordnungen

Die in einer Flachdecke erzeugte mittige Beton-
druckspannung liegt in der Größenordnung von
 $1,0 \text{ MN/m}^2$. Dieser vergleichsweise kleine Vor-
spannwert bringt Vorteile: Kleinere Verformun-
gen in der Plattenmittelebene, geringere Vor-
spannverluste und keine schwerwiegenden Ein-
wirkungen auf unterstützende Bauteile. Eine
verschiebbliche Lagerung der mit Stützstreifen-
vorspannung versehenen Flachdecke auf Seiten-
wände darf deshalb unterbleiben. Zu beachten

ist allerdings, daß die Wirkung der Vorspannkräfte in den Randbereichen abseits der Stützstreifen noch nicht vorliegt; der zentrische Anteil der Vorspannkräfte bedarf in Richtung der Spannkabel einer gewissen Strecke bis eine gleichmäßige Verteilung dieses Spannungsanteils über den Betonquerschnitt erreicht ist.

Die Ermittlung der Schnittgrößen in vorgespannten Flachdecken ist derzeit noch nicht befriedigend gelöst: Das in Heft 240 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton angegebene Näherungsverfahren legt eine Ausführung in Stahlbeton zugrunde und enthält keine Anweisungen, wie bei vorgespannten Flachdecken vorzugehen ist. Insbesondere in den Eck- und Randfeldern ergeben sich bei vorgespannten Flachdecken andere Schnittgrößenverteilungen als das Näherungsverfahren ausweist. In der Fläche ergeben sich beispielsweise in den Eck- und Randfeldern nach dem Näherungsverfahren wesentlich höhere erforderliche Betonstahlbewehrungen bei einer vorgespannten Lösung als eine genaue Analyse nach der FEM-Methode ausweist. Dieses Näherungsverfahren sollte also im Hinblick auf Flachdecken mit Stützstreifenvorspannung erweitert werden, um zu wirklichkeitsnahen Werten für den erforderlichen Gesamtbewehrungsaufwand zu gelangen. Um zu einer Definition wirtschaftlicher Vorspanngrade an Flachdecken zu gelangen, wurden von Buschmeyer /27/ mehrere Deckensysteme untersucht, deren geometrische Verhältnisse aus Bild 25 hervorgehen. Es wurde eine sog. Ausbaulast von $1,5 \text{ KN/m}^2$ angenommen, die Nutzlast nach DIN 1055 in weiten Grenzen variiert. Es wurde keine reine Stützstreifenvorspannung gewählt, sondern nur 75% der Spannkkräfte jeweils in den Stütz-

streifen, der Rest in den Feldern angeordnet. Der untersuchte Bereich erstreckte sich vom reinen Stahlbeton bis zu etwa 50% der vollen Vorspannung, wobei der Vorspanngrad α_v vereinfachend als das Verhältnis der Umlenk-Gleichlast infolge Vorspannung zur äußeren Gesamtlast definiert wurde. Die Wirkung der zentrischen Vorspannung blieb bei dieser Definition also außer Acht. Die zur Aufhebung der Eigenlasten führenden Vorspanngrade liegen je nach Deckenstärke zwischen 0,3 und 0,5. Frühere Untersuchungen zeigten, daß Vorspanngrade $\alpha_v > 0,5$ zu unwirtschaftlichen Lösungen führen. Die Bilder 26 und 27 zeigen die Ergebnisse dieser Untersuchung am Beispiel eines Flachdeckensystems mit einer Schlankheit von $d/L = 1/31$ mit einer Deckendicke $d = 22$ cm für Vorspannung mit und ohne Verbund. Bild 27 zeigt, daß Ausführungen mit Vorspannung ohne Verbund bei unterschiedlichen Vorspanngraden Preisvorteile gegenüber einer reinen Stahlbetonkonstruktion besitzen; Ausführungen mit Vorspannung mit Verbund erweisen sich hingegen stets teurer als die Stahlbetonlösung. Die Gründe für diese Erscheinung sind darin zu sehen, daß die Ausführung von Vorspannung mit Verbund wegen des nachträglichen Verpressens der Hüllrohre zu höheren Kosten führt und wegen der Einhaltung größerer Betonüberdeckungen und somit kleinerer Spannliedexzentrizitäten ein höherer Bedarf an Spannstahlbewehrung und an Betonstahlbewehrung anfällt.

Die Untersuchung ergab, daß auch bei anderen Schlankheitsverhältnissen und Deckendicken als in den Bildern 26 und 27 vorausgesetzt, ein Vorspanngrad α_v in der Größenordnung zwischen 0,2 und 0,3 zu den wirtschaftlichsten Ergeb-

nissen führt. Es ließ sich ferner eine Grenzschlankheit für die wirtschaftliche Anwendung von Vorspannung ohne Verbund angeben: Sie liegt bei üblichen Nutzlastanteilen bei etwa $d/L = 1/27$. Dies bedeutet also, daß bei schlankeren Decken immer die Vorspannung ohne Verbund zur wirtschaftlichen Lösung führt, während bei gedrungenen Ausführungen dem Stahlbeton der Vorzug zu geben ist.

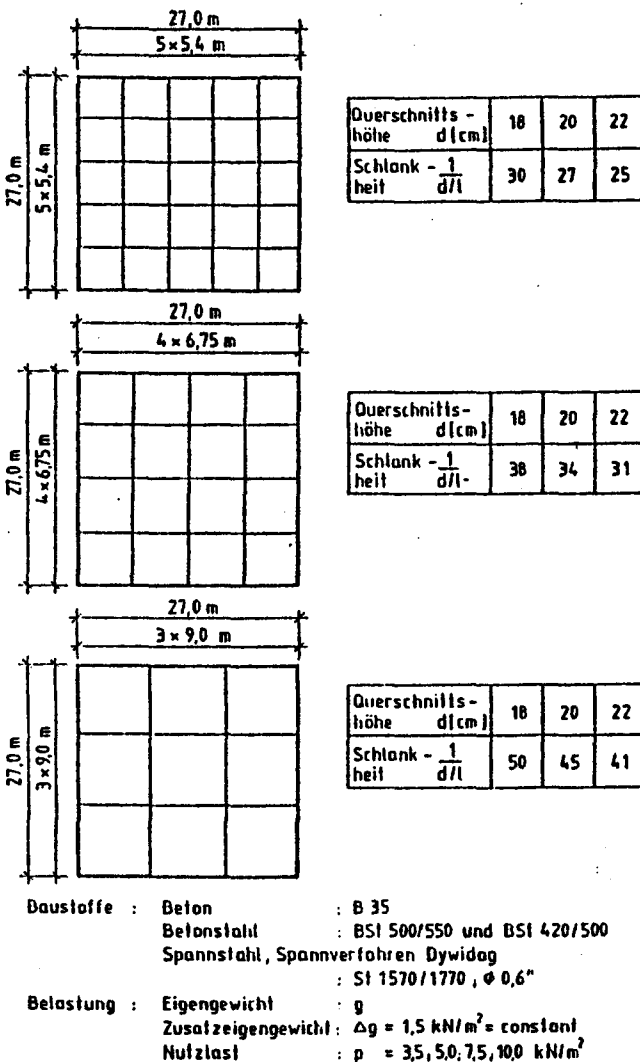


Bild 25: Untersuchte Deckensysteme nach /27/

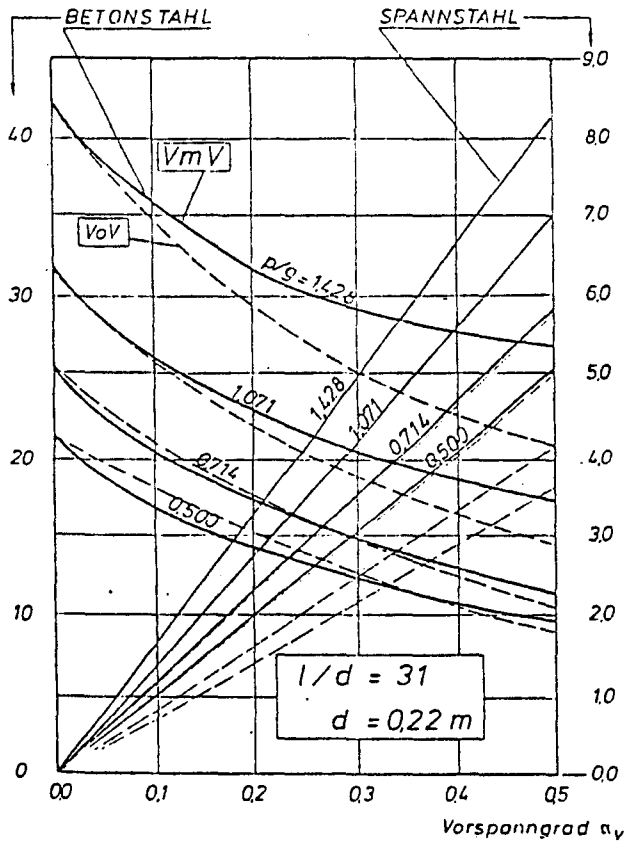


Bild 26: Stahlbedarf einer Flachdecke in kg/m^2
/27/

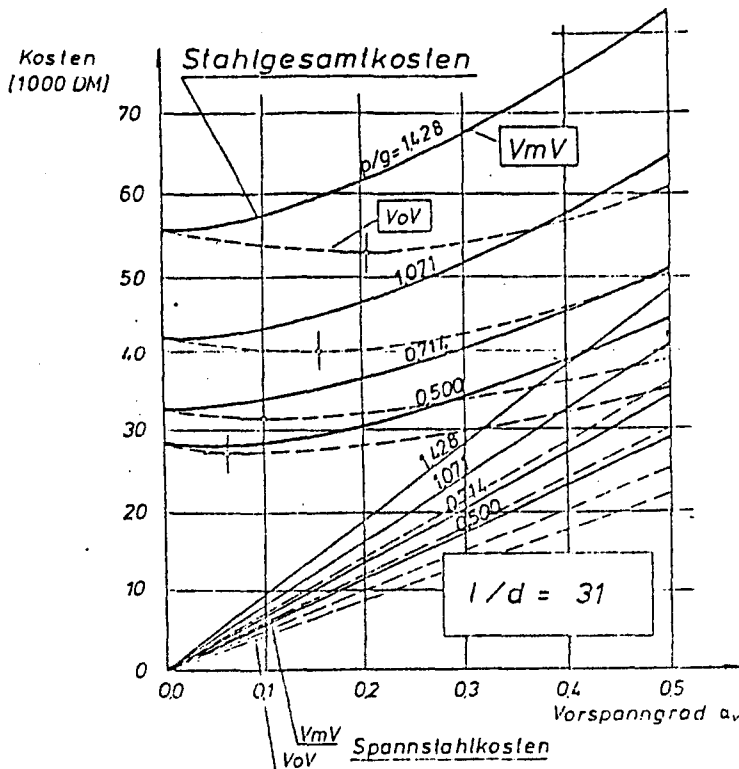


Bild 27: Stahlkosten einer Flachdecke in 1000 DM
/27/

6. Zusammenfassung

Die Möglichkeiten der Anwendung der Vorspannung ohne Verbund werden durch deren technisch-konstruktive Besonderheiten überwiegend begünstigt, wobei sich aber auch wirtschaftliche Überlegungen und Fragen der Dauerhaftigkeit vorteilhaft auswirken.

In konstruktiver Hinsicht ist der Umstand zur Zeit noch beengend, daß nur Litzen-Spannglieder mit vergleichsweise geringer Kapazität zur Verfügung stehen. Zur Erzielung einer bestimmten Vorspannkraft sind daher u.U. erheblich mehr Spannglieder ohne Verbund erforderlich, einzubauen und zu spannen, als bei Verwendung schwerer Glieder mit nachträglichem Verbund. Die Entwicklung von Spanngliedern ohne Verbund mit einer zulässigen Spannkraft von 1000 bis 1500 kN (100 - 150 Mp) könnte derzeit noch bestehende wirtschaftliche Nachteile beseitigen. Ehe solche Entwicklungen in Angriff genommen werden, müßte jedoch die Bedarfsfrage geklärt werden; hier überwiegen zur Zeit noch solche Bauwerke, wo Spannglieder mit nur 100 bis 170 kN in Verbindung mit hoher Flexibilität benötigt werden. Für massige Bauteile des Tiefbaues wären hingegen Spannglieder mit wesentlich höherer Spannkraft sehr wirtschaftlich. Vorspannung ohne Verbund wäre gerade im Tiefbau, wo i.d. Regel Grundwasser einwirkt, also erhöhte Korrosionsgefahren vorliegen, besonders zu bevorzugen, weil eine laufende Überprüfung des Zustandes der Spannglieder nicht möglich ist, der Dauerkorrosionsschutz bei Vorspannung ohne Verbund diese Schwierigkeiten jedoch beseitigt.

Die Korrosions-Unempfindlichkeit der Spannglieder ohne Verbund läßt einen vermehrten Einsatz

dieser Bauart überall dort erwarten, wo korrosionsfördernde Einwirkungen nicht vermieden werden können. Dies ist zunächst im Massivbrückenbau der Fall, wo insbesondere die Querspannglieder in den Fahrbahnplatten von Plattenbalken- oder Hohlkastenüberbauten wegen ihrer vergleichsweise geringen Betonüberdeckung gefährdet sind. Da diese Glieder nur von begrenzter Länge sind, bietet die rechnerische Behandlung der Standsicherheitsnachweise weder große Schwierigkeiten noch enthält sie unvertretbare Unsicherheiten. Erste Beispiele für den Einsatz von Querspanngliedern ohne Verbund im Brückenbau sind kürzlich bekannt geworden. Die Anwendung von verbundlosen Spanngliedern für die Haupttragrichtung wird gegenwärtig noch durch das Fehlen von Gliedern höherer Spannkraft behindert; auch dürften die Berechnungsschwierigkeiten manche Konstrukteure davon abhalten, auch hier Vorspannung ohne Verbund in Erwägung zu ziehen. Ein Wandel in dieser Auffassung ist jedoch in absehbarer Zeit zu erwarten; die Vorteile in der Handhabung von Spanngliedern mit Dauerkorrosionsschutz auf der Baustelle sind so bestechend, daß Vorurteile bald überwunden werden dürften. Zumindest bei Plattenbrücken sollte auf Ausführungen mit Vorspannung ohne Verbund nicht vergessen werden; die bei solchen Tragwerken oft räumlich zu krümmenden Spannglieder könnten als dauerkorrosionsgeschützte Litzen mit erheblichem wirtschaftlichen Gewinn eingesetzt werden. Bei durchlaufenden Balkenbrücken sollten die Spannglieder des Hauptsystems vorläufig nur gerade geführt werden, um die in Pkt. 5.4 erwähnten Probleme über den Zwischenstützen zu umgehen.

Vergleichbare Verhältnisse wie bei Brücken-Fahrbahnplatten liegen bei Rollbahnen und Flugpisten vor, wo ebenfalls durch Tausalzbehandlung erhöhte Korrosionsgefahren bestehen und der Einsatz von Spanngliedern ohne Verbund daher wirtschaftlich geboten ist. Auch im Industriebau finden sich Bauteile, deren Gebrauchsbedingungen korrosive Einwirkungen einschließen und die daher mit Vorteil unter Anwendung der Vorspannung ohne Verbund ausgeführt werden sollten. Beispiele hierfür sind insbesondere in der chemischen Industrie zu finden.

Die hohe Flexibilität der Litzenspannglieder ohne Verbund läßt deren Anwendung im Silobau und Stollenbau besonders vorteilhaft erscheinen, weil auch Spannglieder mit engen Radien mühelos verlegt werden können und im Vergleich zu Gliedern mit nachträglichem Verbund wesentlich geringere Reibungsverluste beim Spannen auftreten. Silobauten haben in den letzten Jahren mehrfach zu Besorgnissen durch überraschende Schadensfälle Anlaß gegeben; zwar dürften zum überwiegenden Teil Berechnungs- und Bemessungsfehler ursächlich sein, doch wurden auch Ausführungsfehler festgestellt. Hier könnte die Anwendung von Vorspannung ohne Verbund zu einer wesentlichen Steigerung der Bauwerksqualität und Dauerhaftigkeit führen.

Einen Sonderfall stellen Spannbeton-Reaktor-druckbehälter dar; unter Strahleneinwirkung kann die Festigkeit der Spanndrähte gemindert werden, weswegen regelmäßige Kontrollen unter Entnahme einzelner Glieder vorzunehmen sind. Hierfür sind naturgemäß nur Spannglieder ohne Verbund geeignet. Leider werden vorläufig Containments aus Spannbeton nicht mehr ausgeführt; aus nicht eindeutig ersichtlichen Gründen werden zur Zeit stählerne Containments bevorzugt, obwohl weder Preis noch Sicherheit eindeutige Vorteile erkennen lassen.

Zur Zeit stellen Flachdecken für Industrieanlagen, Verwaltungsgebäude und Parkhäuser das Hauptanwendungsgebiet der Vorspannung ohne Verbund dar /21, 23, 29, 37, 39, 41/. Die wichtigsten Gründe hierfür sind in der geringeren Plattendicke gegenüber Ausführungen in Stahlbeton und den damit verbundenen Einsparungen an Bauhöhe sowie im wesentlich vereinfachten und kostengünstigeren Bewehrungseinbau zu sehen. Die gegenüber Vorspannung mit Verbund geringeren erforderlichen Betonüberdeckungen sowie die erhöhten zulässigen Spannstahlspannungen steigern die Wirtschaftlichkeit noch zusätzlich. Der Markt und der Baupreis werden dafür sorgen, daß die Möglichkeiten der Anwendung der Vorspannung ohne Verbund bei Decken dieser Art so weit wie wirtschaftlich interessant auch ausgeschöpft werden. Die zur Zeit noch bestehenden Unsicherheiten hinsichtlich einer zuverlässigen und wirtschaftlichen Bemessung gegenüber Durchstanzen werden in Kürze behoben sein. Die Minimalisierung der Betonstahlbewehrung spielt hierbei eine bedeutsame Rolle; eigene Arbeiten zu diesen Fragen wurden erst kürzlich abgeschlossen /42, 43/.

Eine fühlbare Verbesserung der Anwendungsmöglichkeiten der Vorspannung ohne Verbund könnte durch Untersuchung folgender Fragen erreicht werden:

- Welcher Vorspanngrad führt zur wirtschaftlichsten Lösung? Die Erhöhung der zulässigen Spannstahlspannungen im Gebrauchszustand gegenüber Vorspannung mit Verbund könnte bei nicht ausreichender oder fehlernder Betonstahlbewehrung dazu führen, daß sich das Rißbild nicht stabilisiert, sondern schon bei geringer Laststeigerung Rißvergabelungen eintreten, die

bekanntermaßen den Bruchzustand einleiten.

Eine gezielte Beschränkung der Rißbreiten ist bei Auftreten von Rißvergabelungen nicht mehr möglich. Es müßte also geklärt werden, ob eine hohe Vorspannung in Verbindung mit minimaler oder gar keiner Betonstahlbewehrung einerseits oder eine vergleichsweise niedrige Vorspannung in Verbindung mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung andererseits zur wirtschaftlichsten Lösung führt, ohne die Sicherheit zu beeinflussen. Dies wiederum hängt sicherlich von der Art der Beanspruchung ab (konzentrierte Einzellasten oder gleichmäßige verteilte Belastung), ferner von der Bauteildicke und schließlich von der Querschnittsform (Plattenquerschnitt oder Balken mit Rechteck- oder aufgelöstem Querschnitt).

- Die vorliegenden Untersuchungen scheinen darauf hinzuweisen, daß ein besonders wirtschaftlicher Einsatz der Vorspannung ohne Verbund bei Anwendung der teilweisen Vorspannung gemäß DIN 4227 Teil 2 vorliegt. Es fehlen jedoch entsprechende experimentelle und theoretische Untersuchungen, um den in wirtschaftlicher wie sicherheitstheoretischer Hinsicht günstigsten Anwendungsbereich zu umschreiben.
- DIN 4227 Teil 6, Vorspannung ohne Verbund, gibt für Flachdecken einfache Gleichungen an, mit deren Hilfe der Spannstahl - Spannungszuwachs ermittelt werden kann. Diese Ansätze führen zu wirtschaftlichen Ergebnissen, sofern die in DIN 4227 Teil 6 genannten Mindestwerte der zentrischen Vorspannung eingehalten sind und die Betonstahlbewehrung nach Vorschrift eingelegt wird. Wird hingegen ein größerer Bewehrungsgehalt an Betonstahl gewählt, treten meist Spannungszuwächse in den Spanngliedern auf. Bei Anwendung

der teilweisen Vorspannung sind in der Regel höhere Betonstahlgehalte zu wählen, wodurch die Voraussetzungen für größere Spannstahlzuwächse gegeben wären. Zur Klärung dieser Frage sind weitere Untersuchungen erforderlich.

- Auch für einige andere charakteristische Bauteile sollten vereinfachte Ansätze zur Ermittlung des Spannstahl-Spannungszuwachses der Praxis zur Verfügung gestellt werden: Es sind dies
Fahrbahnplatten von Brückentragwerken
Betonfahrbahnen, Startbahnen, Flugpisten
Behälter und Silos.
- Eine vertiefte Behandlung des Schubproblems scheint insbesondere für die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund bei hohen, überwiegend auf Biegung beanspruchten Balkentragwerken mit aufgelöstem Querschnitt von großer Wichtigkeit. Dies haben eigene Arbeiten /34/ ergeben , die erst kürzlich abgeschlossen werden konnten. Während nämlich das Schubproblem bei plattenartigen Tragwerken des Industrie- und Hochbaues von untergeordneter Bedeutung ist - wenn zunächst vom Durchstanzproblem bei Flachdecken abgesehen wird - so ist dies für balkenartige Tragwerke nicht der Fall. Auch die erforderliche Menge einer Betonstahl-Längszugbewehrung und der mit ihr abzustimmenden Bügelbewehrung bedarf entsprechender Untersuchung.
- Bei Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund wird z.Z. der Durchstanz-Nachweis nach DIN 4227 Teil 1 geführt, wobei die Vertikalkomponenten aus den Zugkräften der innerhalb des Durchstanzkegels geneigt geführten Spannglieder als günstig wirkende Kräfte ohne Abminderung in Ansatz gebracht werden dürfen. Diese Lösung hält einer

sicherheitstheoretischen Analyse nicht Stand und muß verbessert werden. Entsprechende Untersuchungen im eigenen Hause stehen kurz vor dem Abschluß /43/. Diese Frage ist auch deswegen von Bedeutung, weil in absehbarer Zeit eine Vereinheitlichung der Bemessungsvorschriften nach DIN 1045 und DIN 4227 angestrebt wird.

- Das Tragverhalten von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund unter nicht ruhender oder stoßartiger Belastung sollte eingehender als bisher überprüft werden; bei der Anwendung von Vorspannung ohne Verbund in erdbebengefährdeten Gebieten ist jedenfalls Vorsicht geboten, da bei plötzlichen Brüchen solcher Spannglieder diese zusammen mit ihren Verankerungen u.U. aus dem Bauteil hinausgeschleudert werden und solcherart die Gefahren noch vergrößern können. Damit im Zusammenhang sollte auch eine Risikostudie darüber durchgeführt werden, in welchen Abständen nach wie viel Feldweiten Spannglieder ohne Verbund zweckmäßigerweise zwischenverankert werden sollten.

Die Anwendungsmöglichkeiten der Vorspannung ohne Verbund sind offensichtlich vielfältig und im Hinblick auf Wirtschaftlichkeit, Baustellenfreundlichkeit und Dauerhaftigkeit den bisher bekannten und gebräuchlichen Spannverfahren zumindest gleichwertig, zum Teil sogar deutlich überlegen. Es gilt, die Fachwelt von den Vorzügen dieser Bauart zu überzeugen, bestehende Anwendungshemmnisse durch gezielte Untersuchungen und entsprechende Information der entwerfenden Ingenieure zu beseitigen und die Bauart dem Konkurrenzdruck des Baumarktes durch möglichst häufige Anwendung auszusetzen.

Der Spannstahlverbrauch hat sich in den letzten 10 Jahren in den Industrienationen etwa verdreifacht. Einen Überblick über den Spannstahlverbrauch in den USA im Zeitraum von 1964 - 1979 gibt Bild 28.

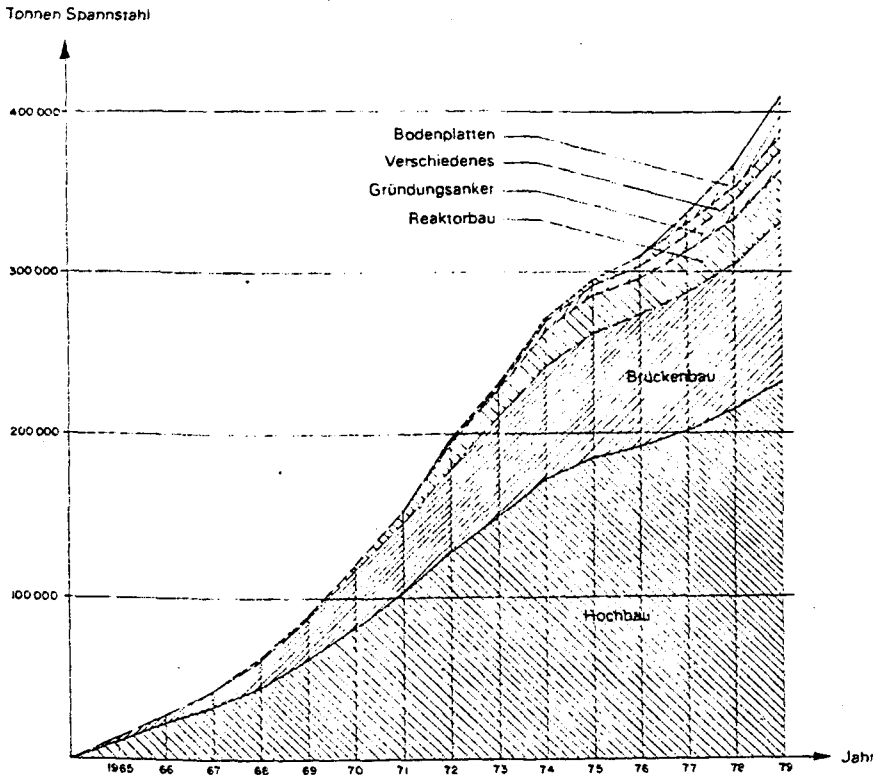


Bild 28: Spannstahlverbrauch in den USA
(Summenkurve)

Etwa 1/5 des Gesamtverbrauchs an Spannstahl dürfte ohne Verbund verarbeitet werden. Wir sind von diesem Ergebnis noch weit entfernt; die Entwicklung in Deutschland wird aber in den kommenden Jahren sicherlich durch eine zunehmende Anwendung der Vorspannung ohne Verbund gekennzeichnet sein.

LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ DIN 4227, Teil 6, Spannbeton; Bauteile
mit Vorspannung ohne Verbund, Mai 1982
- /2/ Rüscher, H.; Kordina, K.; Zelger, E.:
Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund,
Heft 130 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 1959
- /3/ Giehrach, U.; Sättele, Ch.:
Die Versuche der Bundesbahn an Spannbetonbalken
in Kornwestheim, H. 115 DAfStb., 1954
- /4/ Mattock, A.H.; Yamazaki, J.; Katulla, B.T.:
Comparative Study of Prestressed Concrete Beams,
With and Without Bond, ACI Journal (68-13),
Februar 1971
- /5/ Chung, H. W.:
Unbonded Tendons in Post-Tensioned Concrete Beams
under Repeated Loading, ACI Journal Dezember 1973
- /6/ Hemakom, R.:
Strength and Behavior of Post-Tensioned Flat Plates
with Unbonded Tendons
Dissertation, Universität Texas, Austin 1975
- /7/ Long, A. E.:
First Unbonded Post-Tensioned Slab Tests in the UK
at Queens University Belfast, Civil Engineering Department,
Juni 1975
- /8/ Ritz, P.; Marti, P.; Thürlimann, B.:
Versuche über das Biegeverhalten von vorgespannten
Platten ohne Verbund, Juni 1975
- /9/ CEB Commission V - Report of Working Group on Shear
in Slabs and Beams with Unbonded Tendons, CEB Commission V,
Naples 1975
- /10/ Copier, I. W. J.:
Spannbeton ohne Verbund, Heron Volume 21 1976-2
- /11/ Tam, A.; Pannell, F. N.:
The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded
Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams,
Magazine of Concrete Research: Vol. 28, No. 97,
1976

- /12/ Burns, H.H.; Charney, F.A.; Vines, W. R.:
Test of One-Way Post-Tensioned Slabs with
Unbonded Tendons, PCI-Journal Sept./Okt.
1978
- /13/ Plähn, J.:
Eine strenge Lösung des Biegebruchsicher-
heitsnachweises für den rechteckigen Spann-
betonbalken ohne Verbund, IVBH, Band 30-II, 1970
- /14/ Marti, P.; Ritz, P.; Thürlimann, B.:
Prestressed Concrete Flat Slabs
Institut für Baustatik, ETH Zürich,
Bericht Nr. 68, Febr. 1977
- /15/ Thomas, P.:
Les Cables non Adherents dans les Constructions
en Beton Resultats de Recherches Experimen-
tales, C.S.T.C. REV. 1977 Nr. 4, Dezember 77
- /16/ Tanner, J.:
Architectural Panel Design and Production
using Posttensioning, PCI Journal Mai/Juni
1977
- /17/ Brueggeling, A.S.G.:
Neue Entwicklungen bei Spannstählen und
-systemen, Betonwerk und Fertigteiltechnik,
Heft 4/78
- /18/ Ritz, P.:
Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung
ohne Verbund, Dissertation Nr. 6137
(ETH Zürich), Juni 1978
- /19/ Hawkins, N. M.:
Lateral Load Resistance of Unbonded Post
- Tensioned Flat Plate Construction,
PCI Journal 2/81
- /20/ Herzog, M.:
Tragfähigkeit und Bemessung von Flachdek-
ken aus Spannbeton ohne Verbund,
Bauingenieur 54 (1979)S.377-384
- /21/ Wölfel, E.:
Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund,
Bauingenieur 55 (1980)

- /22/ Kavyrchine, M.:
Recommendations for the Design of Flat
Slabs in Post-Tensioned Concrete (using
unbonded and bonded Tendons), 1980
FIP Commission on Practical Construction
- /23/ Gerber, C.; Özgen, E.:
Flachdecke mit teilweiser Vorspannung ohne
Verbund, Beton- und Stahlbetonbau 6/80
- /24/ Marro, P.:
Optimal Limit State Design with unbonded
Prestressing Tendons,
Magazine of Concrete Research, Vol. 32,
No. 113, Dezember 1980
- /25/ Horn, D.G.; Preston, H. K.:
Use of Debonded Strands in Pretensioned
Bridge Members, PCI Journal 8/81
- /26/ Ivanyi, G.; Buschmeyer, W.:
Biegerißbildung bei Plattentragwerken mit
Vorspannung ohne Verbund, Beton- und Stahl-
betonbau 9/81
- /27/ Buschmeyer, W.:
Vorspannung ohne Verbund - Bemessung und
Konstruktion, Diss. Universität Essen,
1983
- /28/ Wölfel, E.:
Vorspannung ohne Verbund - Besonderheit
der Bemessung, Beton- und Stahlbetonbau 9/81
- /29/ Matt, P.:
Vorspannung ohne Verbund - Beispiele und
Möglichkeiten der Anwendung, Beton- und
Stahlbetonbau 9/81
- /30/ Cooke, N.; Park, R.; Yong, P.:
Flexural Strength of Prestressed Concrete
Members with Unbonded Tendons, PCI Journal
12/81
- /31/ Kernbichler, K.; Sparowitz, L.:
Teilweise Vorspannung ohne Verbund im
Brückenbau, Zement und Beton, Heft 2 (1982)

- /32/ DIN 4227 Teil 1 - Spannbeton , Dez. 1979
- /33/ Trost, H.:
Vorspannung ohne Verbund - Versuche und deren Ergebnisse, Beton- und Stahlbau, Heft 9, 1981
- /34/ Kordina, K.; Hegger, J.; Teutsch, M.:
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund, Schriftenreihe des DAfStb. (Veröffentlichung in Vorbereitung)
- /35/ Bachmann, H.:
Teilweise Vorspannung - Erfahrungen in der Schweiz und Fragen der Bemessung, Betontag 1979 DBV
- /36/ Trost, H.; Cordes, H.; Weller, B.:
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund im Ingenieurhochbau, Abschlußbericht v. 25.08.1982, unveröffentlicht
- /37/ Ritz, P.; Matt, P.; Tellenbach, Ch.; Schlub, P.; Aeberhard, H. U.:
Spannbeton im Hochbau - Vorgespannte Decken Technischer Bericht der Losinger AG, VSL International, Bern/Schweiz, Januar 1981
- /38/ Geymayer, H.; Rock, S.; Bauer, F.:
Tragverhalten von vorgespannten Kragträgern ohne Verbund, Untersuchungsbericht TU Graz unveröffentlicht, 1982
- /39/ Stahlbeton AG Zürich - Vorgespannt Flachdecken (Eigenverlag)
- /40/ Wienecke, W.:
Mögliche Anwendungsbereiche der Vorspannung ohne Verbund, Diplomarbeit TU Braunschweig, 1981
- /41/ Herzog, M.:
Das Lager- und Ausstellungsgebäude der Möbel Hubacher AG in Rothrist/Schweiz, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1982
- /42/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Hegger, J.:
Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung bei Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund, Forschungsbericht 1982, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz TU Braunschweig

/43/ Kordina, K.; Nölting, D.:

Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Konstruktionen aus bewehrtem Normal- und Leichtbeton mit und ohne Vorspannung, Forschungsbericht 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz TU Braunschweig

